



**Escola Tècnica Superior d'Enginyers
de Camins, Canals i Ports de Barcelona**

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

TESIS DE MÁSTER
Máster

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Título

**ESTUDIO NUMÉRICO DEL COMPORTAMIENTO DE PILARES MIXTOS
HORMIGÓN-ACERO SOMETIDOS A COMPRESIÓN**

Autor

Óscar Alarcón Gener

Tutor

Enrique Mirambell Arrizabalaga

Fecha

Julio de 2014



**Escola Tècnica Superior d'Enginyers
de Camins, Canals i Ports de Barcelona**

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

**TESIS DE MÁSTER
Máster**

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Título

**ESTUDIO NUMÉRICO DEL COMPORTAMIENTO DE PILARES MIXTOS
HORMIGÓN-ACERO SOMETIDOS A COMPRESIÓN**

Autor

Óscar Alarcón Gener

Tutor

Enrique Mirambell Arrizabalaga

Fecha

Julio de 2014

RESUMEN

La presente Tesina de Final de Máster aborda el análisis del comportamiento de pilares mixtos de acero embebido en hormigón biarticulados sometidos a compresión simple. El análisis consta de un estudio comparativo de los resultados obtenidos a partir de un modelo numérico desarrollado mediante el software Abaqus/CAE y el Eurocódigo 4 (EC4). El estudio paramétrico, que cuenta con más de 60 casos analizados, pretende obtener conclusiones precisas acerca de las variables que tienen un mayor impacto en el comportamiento estructural de estos elementos, la adecuación del modelo numérico en su simulación y la precisión del EC4 en los casos estudiados. Las variables analizadas son la longitud efectiva del elemento, la resistencia característica del hormigón, el límite elástico del acero estructural, el recubrimiento del perfil metálico y las cuantías de armadura longitudinal y transversal.

Con el propósito de contextualizar el estudio realizado, previamente se exponen los antecedentes históricos de los pilares mixtos hormigón-acero y el estado del conocimiento de su comportamiento estructural.

Se presenta el método simplificado que proporciona el EC4 para el diseño y comprobación de este tipo de elementos a partir de una serie de formulaciones analíticas. Este proceso es resumido en un diagrama de flujo que se automatiza en una hoja de cálculo con el objetivo de agilizar el proceso de obtención de resultados en el estudio paramétrico.

Por otro lado, se expone el modelo numérico desarrollado mediante el software Abaqus/CAE presentando los comandos utilizados para introducir las características de los pilares mixtos: la geometría, el comportamiento resistente de los materiales, la interacción hormigón-acero, las condiciones de contorno, la imperfección inicial y el tipo de malla de elementos finitos. Además, se verifica el correcto funcionamiento de éste mediante la simulación de casos experimentales extraídos de campañas ya publicadas en la bibliografía.

Estos pasos previos permiten abordar el cuerpo de la tesina, el análisis del comportamiento de pilares mixtos mediante un estudio paramétrico, que observa la influencia de las variables ya comentadas. Se realiza un estudio comparativo entre los resultados obtenidos mediante el modelo numérico y el método simplificado del EC4, identificando los fenómenos implicados en los procesos de cálculo.

Finalmente, se recopilan las conclusiones parciales extraídas de los análisis de las diferentes variables estudiadas, unificando criterios y formulando conclusiones generales y específicas acerca del comportamiento estructural de pilares mixtos hormigón-acero. Para finalizar, debido al alcance parcial del estudio, se recomiendan futuras líneas de investigación que sirvan para completar y corroborar las conclusiones finales obtenidas.

SUMMARY

This Master Thesis analyse the behaviour of pin-ended axially loaded concrete encased steel composite columns. A comparative study of the results obtained from a nonlinear 3-D finite element model and Eurocode 4 (EC4) is developed. The parametric study, based on the analysis of more than 60 specimens, aims to obtain accurate conclusions about the variables that have a major impact on the structural behaviour of these elements, the accuracy of the numerical simulations and the precision of EC4 in the studied elements. The variables are the effective length of the column, concrete strength, yielding strength of structural steel, coating of the metal section and the amount of longitudinal and transverse reinforcement.

In order to contextualize the conducted study, a historical background of composite columns and the state of knowledge of the structural behaviour are discussed.

The simplified method provided by EC4 for design and verification of these elements is presented. This process is summarized in a flowchart, which is automated in a spreadsheet in order to simplify the calculations of the parametric study.

The developing process of a nonlinear 3-D finite element model through the software Abaqus/CAE is presented. The software commands used are defined: geometry, resistant behaviour of materials, steel-concrete interaction, boundary conditions, initial imperfection and the finite element mesh. The accuracy of the numerical model is verified through the simulation of experimental tests carried out by previous studies, published in the literature.

The parametric study analyses the behaviour of concrete encased steel composite columns, discussing the influence of the variables already mentioned. A comparative study of the results obtained through the numerical model and the simplified method of EC4 is carried out. The phenomena involved in the structural behaviour are identified.

Finally, partial conclusions obtained from the analysis of the studied variables are collected, unified and reformulated in order to obtain general and specific conclusions about the structural behaviour of concrete encased steel composite columns. Furthermore, due to the limited scope of the study, future research recommendations are recommended.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero expresar mi más sincero agradecimiento al Profesor Enrique Mirambell Arrizabalaga por su atención y dedicación a lo largo de este último año. Su capacidad de orientación y dirección, así como sus conocimientos sobre la materia, han sido elementos indispensables para la realización de la presente tesina.

También deseo agradecer al Departamento de Construcciones Arquitectónicas II, especialmente al grupo de metálicas, su labor de docencia durante el Máster en Ingeniería Estructural y de la Construcción. El aprendizaje obtenido a partir de las asignaturas relativas a las estructuras metálicas y mixtas ha sido un elemento clave para el desarrollo del presente documento.

Merece especial atención y agradecimiento el Centro de Cálculo de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos por sus facilidades dadas para disponer de las herramientas informáticas necesarias para la realización de los múltiples análisis numéricos.

Por otra parte, quiero expresar mi más sincero agradecimiento a todos y cada uno de los compañeros con los que he compartido horas de clase y estudio durante estos dos últimos años. Trabajar con ellos ha sido muy enriquecedor desde el punto de vista profesional y humano. Me gustaría nombrar de manera especial a Mauricio Rodríguez Villavizar, amigo que me ha acompañado de principio a fin en esta etapa y con el cual espero no perder el contacto.

Por último, agradecer a mis padres su apoyo incondicional, cariño y oportunidades tan valiosas que me han brindado a lo largo de mi vida para crecer personal y profesionalmente. Muy especialmente, a ellos.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1	INTRODUCCIÓN	1
1.1.	Introducción	1
1.2.	Objetivos	2
1.2.1.	Objetivo general	2
1.2.2.	Objetivos específicos	2
1.3.	Contenido del documento	3
CAPÍTULO 2	ESTADO DEL ARTE	5
2.1.	Introducción	5
2.2.	Antecedentes históricos.....	5
2.2.1.	Evolución histórica	5
2.2.2.	Primeras aplicaciones	6
2.3.	Comportamiento estructural	9
2.3.1.	Pilares cortos	9
2.3.2.	Pilares esbeltos.....	10
2.3.3.	Estudios experimentales	11
2.3.4.	Uso de hormigones de alta resistencia.....	13
2.3.5.	Estudios analíticos	14
2.3.6.	Ductilidad	15
2.3.7.	Efecto del confinamiento.....	15
2.4.	Método del EC4	17
2.4.1.	Método general	18
2.4.2.	Método simplificado	18
CAPÍTULO 3	CÁLCULO AUTOMÁTICO DE PILARES MIXTOS SEGÚN EL EC4	21
3.1.	Introducción	21
3.2.	Objetivos y alcance del programa	21
3.3.	Bases de cálculo del método simplificado.....	22
3.3.1.	Esbeltez relativa	22
3.3.2.	Resistencia a cortante e interacción con momento-axil	24
3.3.3.	Resistencia seccional momento-axil.....	25
3.3.4.	Métodos de análisis e imperfecciones globales	25
3.3.5.	Resistencia de elementos sometidos a compresión simple	26
3.3.6.	Resistencia de elementos sometidos a compresión y flexión uniaxial	27
3.3.7.	Resistencia de elementos sometidos a compresión y flexión biaxial	27
3.4.	Metodología	28
3.4.1.	Caso general.....	28

3.4.2. Caso específico: Elementos sometidos a compresión simple	28
3.5. Interfaz de usuario	31
3.6. Ejemplo de aplicación	33
CAPÍTULO 4 DESARROLLO DEL MODELO NUMÉRICO	35
4.1. Introducción	35
4.2. Desarrollo del modelo	35
4.2.1. Geometría	36
4.2.2. Materiales	36
4.2.3. Interacción hormigón-acero	39
4.2.4. Condiciones de contorno	40
4.2.5. Imperfección inicial	40
4.2.6. Elementos y tamaño de malla	42
4.3. Verificación del modelo	44
4.3.1. Ensayos experimentales previos	44
4.3.2. Contrastación con el modelo numérico y el EC4	46
4.3.3. Conclusiones	48
CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE PILARES MIXTOS. ESTUDIOS PARAMÉTRICOS	49
5.1. Introducción	49
5.2. Estrategia del estudio	50
5.3. Nomenclatura utilizada y casos de estudio	52
5.4. Estudio paramétrico	54
5.4.1. Comportamiento general	55
5.4.2. Abolladura local	68
5.4.3. Área eficaz	69
5.4.4. Armadura longitudinal	71
5.4.5. Armadura transversal	73
CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES	77
6.1. Introducción	77
6.2. Conclusiones generales	77
6.3. Conclusiones específicas	78
6.4. Futuras líneas de investigación	79
CAPÍTULO 7 REFERENCIAS	81

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - EDIFICIO MCGRAW, SECCIÓN DE PILAR Y PLANTA (BURR, 1908).	6
FIGURA 2.2 - EDIFICIO MCGRAW, CALLE 39, NUEVA YORK, 1908 (BURR, 1908).	7
FIGURA 2.3 - COLUMNA EMPERGER, PRESENTADA EN LA FERIA DE LEIPZIG DE 1912 (EMPERGER, 1913).	7
FIGURA 2.4 - EDIFICIO ERICSSON, VIENNA, 1913 (EMPERGER, 1913).	8
FIGURA 2.5 - UNIÓN PILAR-FORJADO, EDIFICIO ERICSSON, VIENNA (EMPERGER, 1913).	8
FIGURA 2.6 - TIPOS DE SECCIONES EN PILARES MIXTOS. ACERO RELLENO DE HORMIGÓN (IZQUIERDA) Y ACERO EMBEBIDO EN HORMIGÓN (DERECHA) (FURLONG, 1967).	9
FIGURA 2.7 - DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN: A) DIAGRAMA ADIMENSIONAL DE PILARES DE HORMIGÓN ARMADO (GARCÍA ET AL., 2009) Y B) DIAGRAMA MOMENTO-AXIL DE PILARES MIXTOS (EC4, 2004).	10
FIGURA 2.8 - MODOS DE FALLO (ELLOBODY Y YOUNG, 2010A). FALLO POR PLASTIFICACIÓN Y FISURACIÓN (IZQUIERDA) Y FALLO POR PANDEO POR FLEXIÓN (DERECHA).	12
FIGURA 2.9 - MODOS DE ABOLLADURA PARA SECCIONES DE ACERO Y MIXTAS (GE Y USAMI, 1992).	13
FIGURA 2.10 - CURVAS TENSIÓN-DEFORMACIÓN DEL ACERO (FURLONG, 1968).	13
FIGURA 2.11 - CURVAS TENSIÓN-DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN (FURLONG, 1968).	13
FIGURA 2.12 - DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA PARA PILARES CORTOS (KITADA, 1998). (A) SECCIONES CIRCULARES Y (B) SECCIONES RECTANGULARES.	15
FIGURA 2.13 - MATERIALES EN UNA SECCIÓN MIXTA DE ACERO EMBEBIDO EN HORMIGÓN (CHEN Y LIN, 2006).	16
FIGURA 2.14 - CURVAS TENSIÓN-DEFORMACIÓN PARA HORMIGONES CONFINADO Y NO CONFINADO PROPUESTAS POR MANDER ET AL. EN 1988.	16
FIGURA 2.15 - MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DE UN PILAR MIXTO DE ACERO EMBEBIDO EN HORMIGÓN (ELLOBODY ET AL., 2010B)	16
FIGURA 2.16 - SECCIONES DE PILARES MIXTOS (EC4, 2004).	17
FIGURA 3.1 - MÉTODO DE OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE FLUENCIA $\Phi(\infty, T_0)$ PARA HORMIGONES SOMETIDOS A CONDICIONES AMBIENTALES ESTÁNDAR (EC2, 2004).	23
FIGURA 3.2 - DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA COMPRESIÓN Y FLEXIÓN UNIAxIAL (EC4, 2004).	25
FIGURA 3.3 - DIAGRAMA DE INTERACCIÓN SIMPLIFICADO Y SUS CORRESPONDIENTES DISTRIBUCIONES TENSIONALES (EC4, 2004).	25
FIGURA 3.4 - OBTENCIÓN DEL FACTOR μ_d PARA LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN Y FLEXIÓN UNIAxIAL Y BIAxIAL (EC4, 2004).	27
FIGURA 3.5 - DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL CASO GENERAL.	29
FIGURA 3.6 - DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL CASO ESPECÍFICO.	30
FIGURA 3.7 - MÓDULO DE INTRODUCCIÓN DE DATOS.	31
FIGURA 3.8 - MÓDULO DE RESUMEN DE RESULTADOS.	32
FIGURA 3.9 - RESUMEN DE CÁLCULOS REALIZADOS (1/2).	33
FIGURA 3.10 - RESUMEN DE CÁLCULOS REALIZADOS (2/2).	34
FIGURA 4.1 - PASOS PARA LA MODELACIÓN DE PILARES MIXTOS DE ACERO EMBEBIDO EN HORMIGÓN: A) ARMADO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL; B) PERFIL METÁLICO; Y C) HORMIGÓN.	36
FIGURA 4.2 - DIAGRAMA TENSIÓN-DEFORMACIÓN BILINEAL (EAE, 2012).	37
FIGURA 4.3 - REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DE LA RELACIÓN TENSIÓN-DEFORMACIÓN PARA UN ANÁLISIS ESTRUCTURAL (EC2, 2004).	37
FIGURA 4.4 - VISTA EN TRES DIMENSIONES DE LA SUPERFICIE DE DRUCKER-PRAGER (KMIECIK ET AL., 2011).	38
FIGURA 4.5 - SECCIÓN SEGÚN EL PLANO DESVIADOR DE LA SUPERFICIE DE ROTURA EN EL MODELO CDP (KMIECIK ET AL., 2011).	38
FIGURA 4.6 - FORMA HIPERBÓLICA DE LA SUPERFICIE DEL MODELO CDP EN SU PLANO MERIDIONAL (KMIECIK ET AL., 2011).	38
FIGURA 4.7 - RESPUESTA DEL HORMIGÓN A TRACCIÓN UNIAxIAL (ELLOBODY ET AL., 2010A).	39
FIGURA 4.8 - SELECCIÓN DE SUPERFICIE RESTRINGIDA A PUNTO DE REFERENCIA.	40
FIGURA 4.9 - PRIMER MODO DE PANDEO DE UN PILAR MIXTO DE 3 METROS DE LONGITUD.	41
FIGURA 4.10 - SECCIÓN TRANSVERSAL DE LOS CASOS DEL ESTUDIO PREVIO DE LA IMPERFECCIÓN GEOMÉTRICA INICIAL (COTAS EN MM).	41
FIGURA 4.11 - ESTUDIO PREVIO DE LA CARGA ÚLTIMA EN FUNCIÓN DE LA IMPERFECCIÓN INICIAL.	42
FIGURA 4.12 - ESTUDIO DE LA FLECHA DE ROTURA EN FUNCIÓN DE LA IMPERFECCIÓN INICIAL.	42

FIGURA 4.13 - ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS EN EL MODELO. C3D8 (IZQUIERDA) Y T3D2 (DERECHA).	42
FIGURA 4.14 - CASO PARA EL ESTUDIO DEL TAMAÑO DE MALLA.	43
FIGURA 4.15 - TAMAÑOS DE MALLA ESTUDIADOS EN LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL CASO BASE.	43
FIGURA 4.16 - ESTUDIO DE LA CARGA ÚLTIMA EN FUNCIÓN DEL TAMAÑO DE MALLA DEL ELEMENTO.	44
FIGURA 4.17 - MALLADO CON ELEMENTOS DE 30X30X30 MM DEL CASO BASE.	44
FIGURA 4.18 - TIPOS DE SECCIONES TRANSVERSALES VERIFICADAS (ELLOBODY, 2010A).	45
FIGURA 4.19 - VARIABLES QUE DEFINEN LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE UN PERFIL METÁLICO.	45
FIGURA 4.20 - ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y LOS DERIVADOS DEL MODELO NUMÉRICO Y DE LA APLICACIÓN DEL EC4.	47
FIGURA 4.21 - DEFORMADA Y RANGO DE TENSIONES LONGITUDINALES PARA LOS TESTS 2 (IZQUIERDA) Y 1 (DERECHA) EN LA CARGA DE ROTURA (ESCALA 1:50).	47
FIGURA 5.1 - SECCIÓN TRANSVERSAL DE LOS CASOS DEL ESTUDIO DE LA ABOLLADURA LOCAL (IZQUIERDA) Y ÁREA EFICAZ (DERECHA) (COTAS EN MM).	51
FIGURA 5.2 - NOMENCLATURA UTILIZADA PARA DESIGNAR LOS CASOS DE ESTUDIO.	52
FIGURA 5.3 - ECUACIONES CONSTITUTIVAS DE LOS MATERIALES UTILIZADOS. HORMIGÓN (ARRIBA) Y ACERO (ABAJO).	55
FIGURA 5.4 - DIAGRAMA CARGA-FLECHA PARA LOS CASOS E.-20.275.	57
FIGURA 5.5 - DIAGRAMA CARGA-FLECHA PARA LOS CASOS E.-70.275.	58
FIGURA 5.6 - FLECHA EN FUNCIÓN DE LA ESBELTEZ RELATIVA PARA EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO GENERAL.	58
FIGURA 5.7 - CARGA ÚLTIMA ADIMENSIONAL EN FUNCIÓN DE LA ESBELTEZ RELATIVA PARA EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO GENERAL.	59
FIGURA 5.8 - TENSIONES LONGITUDINALES (S33) DE COMPRESIÓN DE 20 A 28 MPA EN DIVERSAS SECCIONES TRANSVERSALES DEL CASO E.1.20.275, SEGÚN LA DISTANCIA A UNO DE LOS APOYOS.	59
FIGURA 5.9 - TENSIONES LONGITUDINALES S33 DE COMPRESIÓN DE 20 A 28 MPA EN DIVERSAS SECCIONES TRANSVERSALES DEL CASO E.4.20.275, SEGÚN LA DISTANCIA A UNO DE LOS APOYOS.	60
FIGURA 5.10 - DIAGRAMA DE INTERACCIÓN SECCIONAL MOMENTO-AXIL PARA EL EJE DÉBIL DE LOS CASOS E.-20.275 Y SU CORRECCIÓN POR CONFINAMIENTO (EN ROJO).	61
FIGURA 5.11 - TENSIONES LONGITUDINALES S33 DE TRACCIÓN DE 2 A 2,4 MPA PARA DIVERSAS SECCIONES TRANSVERSALES DEL CASO E.4.20.275, SEGÚN LA DISTANCIA A UNO DE LOS APOYOS.	61
FIGURA 5.12 - ESTUDIO ANALÍTICO CARGA-FLECHA DEL CASO E.4.20.275 MEDIANTE LA RIGIDEZ EFECTIVA DEL EC4.	62
FIGURA 5.13 - CARGA ÚLTIMA DE LOS CASOS EN FUNCIÓN DE LAS RESISTENCIAS DE LOS MATERIALES Y LA LONGITUD DE PANDEO.	63
FIGURA 5.14 - DIAGRAMA CARGA-FLECHA PARA LOS CASOS E.4.40.-.	64
FIGURA 5.15 - DIAGRAMA CARGA-FLECHA PARA LOS CASOS E.4.-355.	64
FIGURA 5.16 - ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA CARGA ÚLTIMA NORMALIZADA OBTENIDA MEDIANTE EL MODELO NUMÉRICO Y DIVERSAS METODOLOGÍAS DEL EC4.	65
FIGURA 5.17 - IMPERFECCIONES GLOBALES INTRODUCIDAS EN FUNCIÓN DE LOS MÉTODOS EC4 ^b Y EC4 ^c .	65
FIGURA 5.18 - CORRECCIÓN POR CONFINAMIENTO DEL MÉTODO EC4 Y COMPARACIÓN CON EL MODELO NUMÉRICO.	66
FIGURA 5.19 - CURVAS DE PANDEO (EAE, 2012).	67
FIGURA 5.20 - CARGAS ÚLTIMAS NORMALIZADAS DEL MODELO NUMÉRICO Y COMPARACIÓN CON LA CURVA $1/\lambda_2$.	67
FIGURA 5.21 - CORRECCIÓN DE LA IMPERFECCIÓN GLOBAL DEL MODELO NUMÉRICO Y COMPARACIÓN CON LA CURVA $1/\lambda_2$.	68
FIGURA 5.22 - CARGA ÚLTIMA ADIMENSIONAL EN FUNCIÓN DE LA ESBELTEZ PARA EL ESTUDIO DE LA ABOLLADURA LOCAL Y EL CASO E.-20.275.	69
FIGURA 5.23 - TENSIONES LONGITUDINALES S33 DE COMPRESIÓN DE 20 A 28 MPA PARA LAS SECCIONES TRANSVERSALES A 910 MM DE UNO DE LOS APOYOS PARA LOS CASOS: A) E.1.20.275 Y B) B.1.20.275.	69
FIGURA 5.24 - CARGA ÚLTIMA ADIMENSIONAL EN FUNCIÓN DE LA ESBELTEZ PARA EL ESTUDIO DEL ÁREA EFICAZ Y EL CASO E.-20.275.	70
FIGURA 5.25 - TENSIONES LONGITUDINALES S33 DE COMPRESIÓN DE 14 A 25 MPA PARA LAS SECCIONES TRANSVERSALES SEGÚN EL CASO Y LA DISTANCIA A UNO DE LOS APOYOS: A) E.1.20.275 A 900 MM, B) E.1.20.275 A 500 MM, C) A.1.20.275 A 900 MM Y D) A.1.20.275 A 500 MM.	71
FIGURA 5.26 - CARGA ÚLTIMA EN FUNCIÓN DE LA LONGITUD EFECTIVA PARA EL ESTUDIO DEL ARMADO LONGITUDINAL.	72
FIGURA 5.27 - TENSIONES LONGITUDINALES S33 DE COMPRESIÓN DE 20 A 28 MPA PARA LAS SECCIONES TRANSVERSALES A 910 MM DE UNO DE LOS APOYOS PARA LOS CASOS: A) E.1.20.275 B) L.1.20.275_8 Y C) L.1.20.275_12.	73

FIGURA 5.28 - DIAGRAMA CARGA-FLECHA PARA LOS CASOS E.4.20.275, L.4.20.275_8 Y L.4.20.275_12.	73
FIGURA 5.29 - CARGA ÚLTIMA EN FUNCIÓN DE LA LONGITUD EFECTIVA PARA EL ESTUDIO DEL ARMADO TRANSVERSAL.	74
FIGURA 5.30 - TENSIONES LONGITUDINALES S33 DE COMPRESIÓN DE 20 A 28 MPA PARA LAS SECCIONES TRANSVERSALES A 500 MM DE UNO DE LOS APOYOS PARA LOS CASOS: A) T.1.20.275_190 B) E.1.20.275(_75) Y C) T.1.20.275_30.	75
FIGURA 5.31 - DIAGRAMA CARGA-FLECHA PARA LOS CASOS E.4.20.275, T.4.20.275_190 Y T.4.20.275_30.	75

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 3.1 - CLASE EN FUNCIÓN DE LA CLASE DE RESISTENCIA (EC2, 2004).	24
TABLA 3.2 - CURVAS DE PANDEO E IMPERFECCIONES GEOMÉTRICAS (EC4, 2004).....	26
TABLA 3.3 - FACTORES B PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS MOMENTOS DE SEGUNDO ORDEN (EC4, 2004).	26
TABLA 3.4 - FACTORES DE IMPERFECCIÓN PARA LAS CURVAS DE PANDEO (EC3, 2005).	27
TABLA 4.1 - DIMENSIONES GLOBALES Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE LOS CASOS VERIFICADOS.	45
TABLA 4.2 - DIMENSIONES DE LA SECCIÓN MIXTA Y DETALLES DEL ARMADO DE LOS CASOS VERIFICADOS.....	46
TABLA 5.1 - RESUMEN DEL ESTUDIO DESARROLLADO.	50
TABLA 5.2 - RESUMEN DE LOS PARÁMETROS GEOMÉTRICOS SECCIONALES MODIFICADOS SEGÚN LOS CASOS DE ESTUDIO.	51
TABLA 5.3 - SIGNIFICADO DE LA NOMENCLATURA SEGÚN EL CASO DE ESTUDIO.....	52
TABLA 5.4 - CASOS DE ESTUDIO ANALIZADOS.	52
TABLA 5.5 - RESULTADOS DEL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO GENERAL.....	56
TABLA 5.6 - RESULTADOS DEL ESTUDIO DE LA ABOLLADURA LOCAL.	68
TABLA 5.7 - RESULTADOS DEL ESTUDIO DEL ÁREA EFICAZ.	70
TABLA 5.8 - RESULTADOS DEL ESTUDIO DEL ARMADO LONGITUDINAL.....	72
TABLA 5.9 - RESULTADOS DEL ESTUDIO DEL ARMADO TRANSVERSAL.	74

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

Los pilares mixtos hormigón-acero han experimentado, en las últimas décadas, una gran evolución en el estudio de su comportamiento estructural y de los diferentes fenómenos implicados en el mismo. Las diferentes ventajas que ofrecen estos elementos, en aplicaciones concretas como edificios de gran altura y su resistencia frente a sollicitaciones como el sismo y la acción del fuego, han promovido la necesidad de comprender cuáles son los parámetros que tienen una mayor incidencia en su capacidad resistente. Aunque la aparición formal de estas investigaciones data de principios del siglo XX, el estudio más exhaustivo de pilares mixtos hormigón-acero es relativamente reciente. Además, la mayoría de las investigaciones se enfocan hacia el análisis de secciones transversales circulares de acero rellenas de hormigón. Estas son de gran interés debido a la aparición del fenómeno del confinamiento en la sección parcial de hormigón.

Los pilares mixtos de acero embebido en hormigón han tenido, desde las primeras investigaciones, una menor presencia en la bibliografía existente respecto a los de acero rellenos de hormigón. Aunque la aparición del fenómeno del confinamiento en este tipo de secciones no sea tan evidente, estudios previos avalan la existencia de este fenómeno para casos concretos. Además, otras ventajas como la resistencia a la acción del fuego y su buen funcionamiento en el sector de la edificación, hacen evidente la necesidad de comprender su comportamiento estructural desde un punto de vista teórico y práctico. La carencia de este tipo de investigaciones, frente a los ya nombrados pilares de acero rellenos de hormigón, es uno de los motivos por el cual fenómenos como el confinamiento no están oficialmente reconocidos en normas como el Eurocódigo 4 (EC4).

La gran evolución del sector de la informática y la ingeniería computacional en los últimos años, junto al desarrollo de métodos de análisis estructural avanzado, como el método de los elementos finitos (FEM), ha significado un gran avance en el sector de la investigación. El desarrollo de modelos numéricos, que permiten simular el comportamiento experimental de diferentes elementos estructurales, supone un ahorro económico y de tiempo de ejecución, en comparación con ensayos experimentales.

La aplicación de estos métodos en el análisis de pilares mixtos hormigón-acero está ya presente en estudios previos como los de Ellobody *et al.* (2006, 2010a y 2010b). En éstos, se utiliza el software de análisis por elementos finitos Abaqus/CAE para simular el comportamiento de pilares mixtos circulares de acero rellenos de hormigón y de acero embebido en hormigón.

A partir de la bibliografía consultada acerca de esta temática y de la formulación analítica recogida en el EC4, se evidencia la necesidad de un estudio en profundidad que tenga en cuenta el análisis de diversos

parámetros para poder comprender los fenómenos implicados en el comportamiento estructural de los pilares mixtos de acero embebido en hormigón. Este estudio debe permitir identificar los parámetros que tienen una mayor incidencia en la respuesta estructural de los elementos, confirmar o desmentir la existencia en casos concretos de fenómenos teóricos como el confinamiento y realizar un análisis comparativo con normas actuales, como el EC4, para observar su adecuación.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

El objetivo general de la presente tesina es poder comprender el comportamiento estructural de los pilares mixtos de acero embebido en hormigón, identificando los fenómenos implicados en el mismo. Dicho análisis se realiza mediante un modelo numérico desarrollado a partir del software Abaqus/CAE. Este modelo debe permitir realizar un estudio comparativo con las formulaciones recogidas en el EC4, observando la precisión y la adecuación de la normativa en función de los casos estudiados. Se pretende realizar una serie de recomendaciones para calibrar los resultados obtenidos según el EC4 de manera que sean más cercanos a los obtenidos mediante el modelo numérico.

Por lo tanto, uno de los pasos más importantes es el desarrollo del modelo numérico, que tiene como objetivo reemplazar una posible campaña experimental. Es necesaria la realización de pequeños estudios propios para calibrar ciertos parámetros implicados en el modelo, así como la sustentación de éstos a partir del estudio y análisis de la bibliografía ya existente. Por último, el modelo se debe verificar a partir de datos experimentales extraídos de estudios previos.

La comprobación del modelo a partir de dichos estudios previos permite confeccionar los casos que forman parte del estudio paramétrico desarrollado en la presente tesina. Estos casos deben configurarse de manera que se pueda analizar la influencia de los parámetros más significativos, tales como la resistencia de los materiales, la longitud efectiva del elemento, la geometría de la sección transversal y la cuantía de armadura longitudinal y transversal.

1.2.2. Objetivos específicos

Para poder alcanzar el objetivo general, se establecen una serie de objetivos secundarios que se detallan a continuación:

- Definir el objeto de estudio, presentando sus antecedentes históricos y su estado del conocimiento en cuanto a su comportamiento estructural y su presencia en la normativa en el EC4.
- Presentar el proceso de cálculo que recomienda el EC4 para el estudio analítico de este tipo de elementos, el método simplificado.
- Automatizar el método simplificado del EC4 en una hoja de cálculo.
- Exponer el modelo numérico desarrollado a partir del software informático Abaqus/CAE.
- Verificar los resultados obtenidos mediante el modelo a partir de datos experimentales previos.
- Establecer los casos de estudio de manera que permitan analizar la influencia de los parámetros de diseño más relevantes.
- Realizar un estudio comparativo entre los resultados obtenidos mediante el modelo numérico y la herramienta automatizada de cálculo según el EC4.

1.3. Contenido del documento

El cuerpo de la tesina se divide en un total de 5 capítulos, necesarios para la total comprensión del documento y el seguimiento del proceso realizado para alcanzar los objetivos planteados.

En el Capítulo 2 se recoge el estado del arte, que incluye los antecedentes históricos de los pilares mixtos hormigón-acero, desde sus orígenes hasta sus aplicaciones más conocidas. En un segundo bloque, se expone el estado de conocimiento de su comportamiento estructural según parámetros como la longitud del elemento y comentando la influencia de fenómenos como el pandeo global y el confinamiento. Además, se comenta su presencia actual en la norma del EC4, introduciendo los casos que abarca, según el método general y simplificado.

En el Capítulo 3 se expone en detalle el método simplificado que propone el EC4, describiendo en mayor profundidad las limitaciones del mismo y los conceptos clave para su estudio analítico. Se presenta la formulación utilizada en el método, así como las diferentes metodologías que la normativa permite escoger al usuario. Por otro lado, estas metodologías son analizadas y esquematizadas en unos diagramas de flujo, que permiten comprender fácilmente el proceso de cálculo. Las ecuaciones y procesos presentados se aplican a una hoja de cálculo automatizada que sirve para agilizar el proceso de obtención de resultados del posterior estudio paramétrico. Una vez programada la hoja de cálculo, se crea una interfaz de usuario que facilita la introducción de datos y la obtención de los resultados.

En el Capítulo 4 se desarrolla el modelo numérico a partir del software de análisis por elementos finitos Abaqus/CAE. Se presentan los comandos utilizados para introducir las características de los pilares mixtos como la geometría, el comportamiento resistente de los materiales, la interacción hormigón-acero, las condiciones de contorno, la imperfección inicial y el tipo de malla de elementos finitos. Además, los parámetros utilizados se justifican a partir de bibliografía ya existente y de pequeños estudios previos. Una vez expuesto el modelo, se verifica el correcto funcionamiento de éste mediante la simulación de casos experimentales recogidos de campañas presentadas en artículos científicos ya existentes.

En el Capítulo 5 se analiza el comportamiento de los pilares mixtos mediante un estudio paramétrico. Se define la estrategia del estudio, identificando los parámetros más relevantes y que tienen una mayor relevancia en el análisis. A partir de estas características, se definen los estudios específicos a realizar y el rango de valores a estudiar para cada parámetro. Se establece una nomenclatura para nombrar a cada uno de los casos analizados y se presentan sus características geométricas y resistentes. Cada estudio específico se desarrolla en un apartado propio, describiendo el interés práctico de éste y presentando los resultados en tablas y figuras que facilitan su comprensión. A partir de éstas, se formulan una serie de conclusiones parciales acerca de la influencia de los parámetros estudiados en el comportamiento estructural, la capacidad portante y la adecuación de los resultados obtenidos según el EC4. Si es necesario, se realizan recomendaciones para calibrar los resultados obtenidos según el modelo numérico y la normativa europea.

Finalmente, en el Capítulo 6, se recopilan las conclusiones específicas extraídas de los análisis de las diferentes variables estudiadas, dotándolas de un sentido técnico y práctico para su aplicación en el proceso de cálculo del método simplificado del EC4 y en posteriores procesos de dimensionamiento en fase de proyecto. Esto permite unificar los conocimientos obtenidos a lo largo del estudio paramétrico con la bibliografía ya existente, comprobar que ninguno de ellos se contradice, siendo los resultados hallados totalmente compatibles, y conocer si los objetivos planteados inicialmente son alcanzados.

CAPÍTULO 2

ESTADO DEL ARTE

2.1. Introducción

El capítulo actual tiene como objetivo principal establecer el sujeto de estudio de la presente tesina, situándolo en su contexto histórico y presentando el estado de conocimiento del mismo. También se presenta la situación actual en el diseño y comprobación de pilares mixtos según la normativa de referencia utilizada como referencia en el cuerpo del trabajo, el EC4, diferenciando los métodos general y simplificado.

En primera instancia, se expone el origen histórico de los pilares mixtos, así como la necesidad de su aparición, primeros intentos de normalización en el diseño de este tipo de elementos y sus primeras aplicaciones prácticas. También se presenta la situación actual de la literatura existente, relativa a la comprensión del comportamiento estructural de los pilares mixtos, con un mayor énfasis en los pilares de este estudio, los perfiles de acero embebidos en hormigón. En este apartado se tienen en cuenta fenómenos que influyen en la capacidad resistente del elemento como la resistencia seccional, el pandeo por flexión, el uso de hormigones de alta resistencia, la ductilidad, la abolladura y el confinamiento.

Por último, se realiza un breve resumen del alcance práctico de los métodos de comprobación y diseño de este tipo de elementos existentes en la normativa del EC4, detallando especialmente el método simplificado. Esto servirá como base para entender el proceso de cálculo automatizado expuesto en el Capítulo 3.

2.2. Antecedentes históricos

2.2.1. Evolución histórica

Las investigaciones relativas a pilares mixtos hormigón-acero tuvieron su inicio formal a principios del siglo XX. La combinación de ambos materiales vino motivada por las características complementarias del acero y el hormigón. Desde sus inicios, las columnas metálicas se recubrían en hormigón como protección contra el fuego, mientras que los pilares de hormigón se combinaban con acero estructural a modo de refuerzo o armado.

El primer estudio de elementos mixtos hormigón-acero data de 1908 en la Universidad de Columbia (Viest *et al.*, 1997). En primera instancia, la resistencia combinada de los materiales no se tenía en cuenta y conceptualmente se consideraba el conjunto como dos materiales individuales, despreciando la contribución

resistente entre ambos. Hasta 1932, se realizaron más de 1500 ensayos en Europa y EEUU y estos fueron publicados por F. Emperger en el primer Congreso IABSE en París (1932), además de 138 ensayos realizados por él mismo. Emperger señaló la falta de normativas de diseño para pilares mixtos en Europa y mencionó la “Standard Specifications for Concrete and Reinforced Concrete” americana de 1924, que ofrecía formulaciones específicas para pilares metálicos embebidos en hormigón, algo que facilitó la aplicación de este tipo de elementos durante las décadas de 1920 y 1930 en edificios de gran altura en Chicago. En Alemania no se empezaron a incluir estas soluciones constructivas en las normativas hasta 1943 en la DIN 1045.

Después de un período de cierto abandono, la investigación en este campo de construcciones mixtas se intensificó durante la década de 1950 y se desarrollaron diversos métodos de diseño. Como consecuencia, la propuesta de Klöppel (1935) para pilares de acero rellenos de hormigón se incluyó en la normativa alemana DIN 1050 en 1954. Finalmente, la normativa actual del EC4 y su método simplificado para el diseño de este tipo de elementos se basa en el método propuesto por Roik, Bergmann, Bode y Wagenknecht (1975, 1976).

2.2.2. Primeras aplicaciones

Estados Unidos

Los primeros métodos de diseño documentados aparecieron en EEUU por Talbot y Lord (1912) para pilares metálicos reforzados con hormigón y por Swain y Holmes (1915) para tubos de acero rellenos de hormigón. Ambos estudios ensayaron más de 30 pilares. Mientras Talbot y Lord solo determinaron la tensión máxima admisible para la sección de acero, Swain y Holmes la determinaron para ambos materiales, con un ratio de elasticidad acero-hormigón de 9,6.

Además, en 1912 William H. Burr realizó una serie de ensayos con pilares mixtos de acero rellenos de hormigón, sin proponer ninguna formulación, dado el bajo número de ensayos realizados. Previamente, en 1908, ya se aplicó satisfactoriamente este tipo de elementos en la construcción del edificio McGraw en Nueva York (Figura 2.1 y Figura 2.2), alcanzando una capacidad portante mayor para el hormigón de relleno:

“El uso del acero, en condición de soporte de cargas, así como una larga columna independiente del hormigón, y al mismo tiempo formando un elemento rigidizador para este último, con el consecuente aumento de carga última admisible en el hormigón, redujo el tamaño de los pilares en el sótano y pisos inferiores a unas dimensiones lo suficientemente consistentes con el uso deseado, conveniente y económico del espacio en planta.”

(W.H. Burr, 1908)

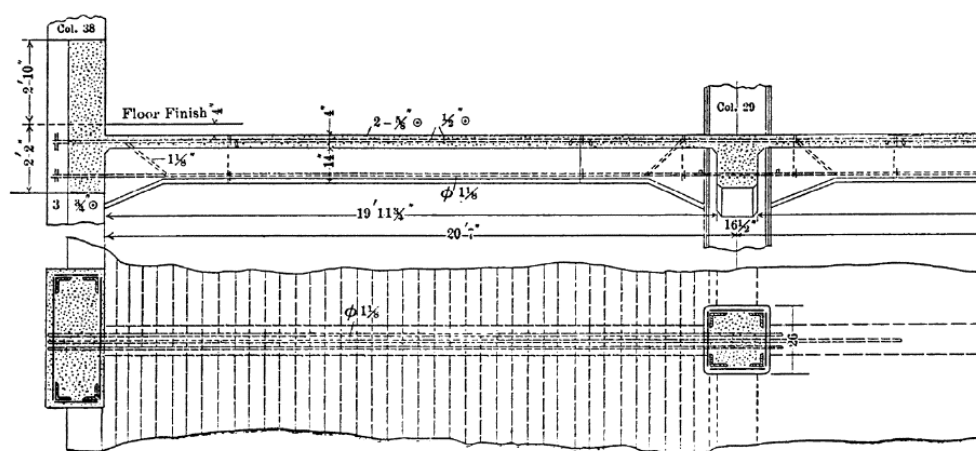


Figura 2.1 - Edificio McGraw, sección de pilar y planta (Burr, 1908).



Figura 2.2 - Edificio McGraw, Calle 39, Nueva York, 1908 (Burr, 1908).

Alemania y Austria

En Alemania, la primera formulación de diseño para pilares mixtos fue propuesta por Emperger (1913). La columna tipo estudiada era de hormigón con hierro fundido embebido y gran cantidad de refuerzo horizontal, posteriormente llamada columna Emperger (Figura 2.3).

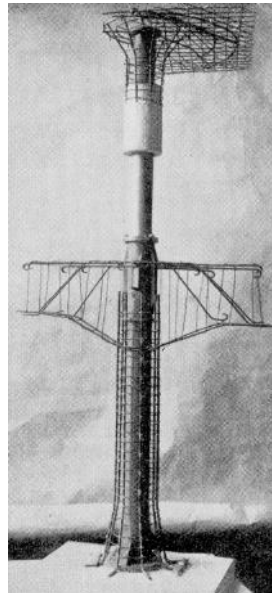


Figura 2.3 - Columna Emperger, presentada en la feria de Leipzig de 1912 (Emperger, 1913).

Emperger desarrolló esta columna inspirado por los puentes en arco Melan con secciones de acero embebido, llamadas así por su inventor Josef Melan, que construyó los primeros en EEUU durante la década de 1890. Emperger patentó este tipo de columna en el Reich Alemán en 1911 (Emperger, 1911) y la aplicó en la construcción de la fábrica Ericsson en Viena en 1913 (Figura 2.4, Figura 2.5).

Emperger calculó la carga última P de la columna como la suma de resistencias de los materiales:

$$P = F_b \cdot \sigma_b + F_e \cdot \sigma_e + F_g \cdot \sigma_g$$

donde F es el área, σ es la tensión máxima admisible, b es el subíndice para el hormigón (Beton), e es el subíndice para el acero de armadura (Eisen) y g es el subíndice para el hierro fundido (Gußeisen). Esta formulación es todavía vigente para el diseño de pilares mixtos y de hormigón.

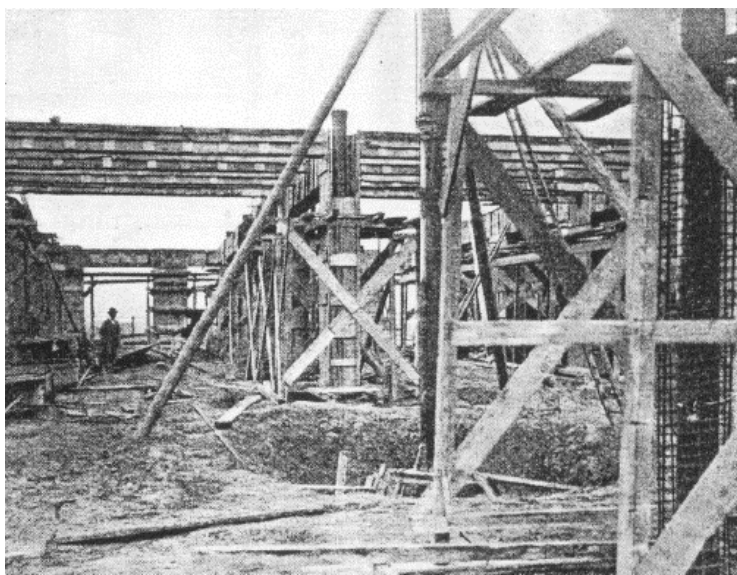


Figura 2.4 - Edificio Ericsson, Vienna, 1913 (Emperger, 1913).

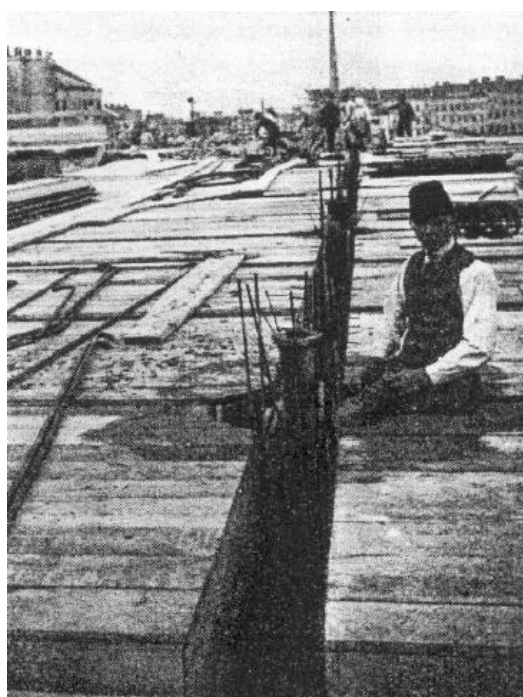


Figura 2.5 - Unión pilar-forjado, Edificio Ericsson, Vienna (Emperger, 1913).

2.3. Comportamiento estructural

Las configuraciones de pilares mixtos comúnmente utilizadas en edificación son de secciones de acero embebidas en hormigón y perfiles de acero huecos rellenos de hormigón. En la Figura 2.6 se detallan las secciones más representativas de diferentes tipos de pilares mixtos. Las secciones de acero embebido en hormigón se han convertido en las más utilizadas para estructuras sismo-resistentes. Bajo sobrecargas de flexión, la fisuración en el hormigón provoca una reducción de rigidez pero el acero embebido proporciona suficiente resistencia a cortante y ductilidad como para soportar posteriores ciclos de sobrecarga.

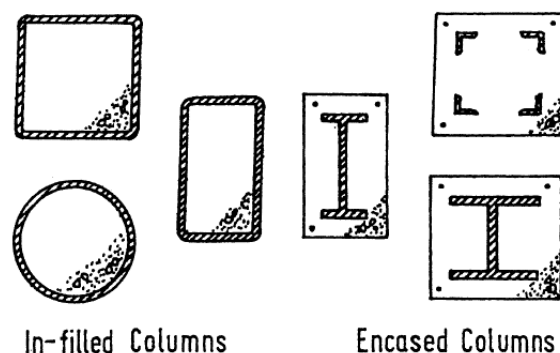


Figura 2.6 - Tipos de secciones en pilares mixtos. Acero relleno de hormigón (izquierda) y acero embebido en hormigón (derecha) (Furlong, 1967).

Los pilares de acero rellenos de hormigón se han utilizado para estructuras resistentes a terremotos, pilas de puentes sujetas a impactos de tráfico, columnas para el soporte de tanques de almacenamiento y pilares de edificios en altura. Este tipo de pilares necesitan una protección adicional contra la acción del fuego, siempre que sean necesarias medidas contra incendio en la estructura. Debido a las diferentes ventajas que ofrecen estos elementos, su uso se ha incrementado a lo largo de los últimos años. Por ello, se han realizado gran número de estudios e investigaciones teóricas y experimentales para comprender su comportamiento estructural.

En este apartado se presenta un estado del conocimiento de los pilares mixtos hormigón-acero incluyendo conclusiones extraídas de diferentes estudios experimentales y analíticos, basado en el trabajo de investigación realizado por Shanmugam y Lakshmi en 2001. Se abordan los fenómenos que tendrán una mayor implicación en el posterior estudio realizado en la presente tesina, tales como el comportamiento de pilares cortos y esbeltos, el uso de hormigones de alta resistencia, los efectos de la abolladura local, la resistencia a flexión y el confinamiento del hormigón. Pese a que el objeto final de estudio son los pilares de acero embebido en hormigón, se detallan ciertos aspectos de los pilares de acero rellenos en hormigón que son importantes para comprender la interacción hormigón-acero y la posible aparición de fenómenos parecidos en los pilares de acero embebido que la normativa no tiene en cuenta actualmente.

2.3.1. Pilares cortos

En pilares de tubos circulares de acero rellenos de hormigón y para niveles bajos de carga, el coeficiente de Poisson del hormigón es menor que el del acero y este último no retiene el hormigón interior. A medida que la tensión longitudinal aumenta, el coeficiente de Poisson del hormigón, que es de 0.15-0.2 en rangos elásticos, pasa a ser de 0.5 en rangos plásticos (Furlong, 1967). Por lo tanto, la expansión lateral del hormigón va gradualmente siendo mayor que la del acero. Aparece una presión radial en la interfaz hormigón-acero que restringe el movimiento del hormigón y provoca una tensión adicional en el tubo de acero. En esta situación, el hormigón se ve sometido a un estado triaxial de tensiones y el tubo de acero a uno biaxial, observándose una transferencia de carga del tubo al hormigón. Esto es debido a que el tubo de acero no puede alcanzar la tensión del límite elástico en presencia del nuevo estado biaxial de tensiones. La carga

última correspondiente a este modo de fallo puede ser considerablemente mayor que la suma de las contribuciones del acero y el hormigón por separado, aunque el fallo por cortante puede aparecer antes de dicho modo de fallo (Neogi *et al.*, 1969).

En los pilares mixtos de acero embebido en hormigón, este fenómeno no aparece con tanta claridad y se desprecia en la normativa del EC4. Por otro lado, diferentes estudios contemplan la aparición de estos estados de tensión (triaxial en el hormigón y biaxial en el acero) para los hormigones situados entre las alas de los perfiles de acero en doble T (Chen *et al.*, 2006), (Ellobody *et al.*, 2010a y 2010b).

Diagrama de interacción

Cuando un pilar corto se ve sometido a un axil bajo en relación al axil último, la sección mixta es capaz de soportar un momento flector mayor que el momento flector último a flexión, $M_{pl,Rd}$ (Uy *et al.*, 1996). Este fenómeno también se presenta en los pilares de hormigón armado convencionales (Figura 2.7).

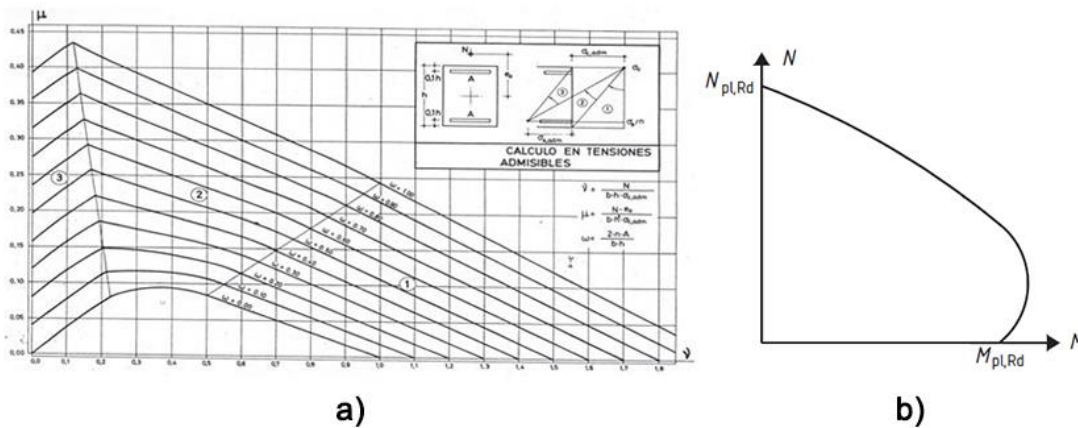


Figura 2.7 - Diagramas de interacción: a) Diagrama adimensional de pilares de hormigón armado (García *et al.*, 2009) y b) diagrama momento-axil de pilares mixtos (EC4, 2004).

Elementos sometidos a compresión simple

La resistencia plástica de una sección mixta con carga centrada se obtiene como:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd}$$

donde A_a , A_c y A_s son las áreas seccionales del acero estructural, hormigón y armadura respectivamente en dirección axial; f_{yd} , f_{cd} y f_{sd} son, respectivamente, las resistencias de cálculo de los materiales correspondientes. En las secciones de acero rellenas de hormigón, el factor 0.85 se elimina y, para tubulares circulares, se evidencia un incremento de resistencia en el hormigón. En cambio, este incremento no se contempla para tubulares rectangulares o cuadrados, probablemente debido a que el hormigón está sujeto a un estado triaxial de tensiones mucho más complejo.

2.3.2. Pilares esbeltos

Los pilares esbeltos suelen estar sujetos a los efectos de compresión y flexión. El fallo ocurre cuando las condiciones de equilibrio de tensiones entre las fuerzas internas y externas no se pueden alcanzar. En ese punto, al mínimo incremento de tensiones, el incremento del momento de flexión externo es mayor que el que la sección puede soportar. La tensión elástica crítica de pandeo para una columna idealmente recta se expresa como:

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{(L/i)^2}$$

Esta expresión se adimensionaliza como

$$\bar{N} = \frac{\sigma_{cr}}{f_y} = \frac{1}{\bar{\lambda}^2}$$

donde

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_E} = \frac{(L/i)}{\lambda_E}$$

$$\lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

donde N_{cr} es el axil crítico, A es el área de la sección, L es la longitud efectiva, f_y es el límite elástico, E es el módulo de elasticidad, i es el radio de giro de la sección, $\bar{\lambda}$ es la esbeltez relativa, λ es la esbeltez y λ_E es la esbeltez crítica de Euler.

Los pilares reales no pueden alcanzar una tensión mayor que f_y , si se ignora el efecto del endurecimiento. El comportamiento de estos pilares no es similar a los pilares idealizados, particularmente en el rango de $0,3 < \lambda < 1,5$. La presencia de tensiones residuales, además de imperfecciones iniciales, tienen una gran influencia en el dimensionamiento del elemento. Estas tensiones residuales pueden medirse a partir de ensayos de pilares cortos. La curva tensión-deformación obtenida puede utilizarse para obtener la carga crítica de pandeo de un pilar recto utilizando la fórmula del módulo tangente propuesta por Engesser. Las formulaciones generales para la obtención del radio de giro no se pueden aplicar a secciones mixtas o heterogéneas, por lo que, en el caso de pilares mixtos, las diferentes normativas ofrecen ecuaciones para la obtención de la rigidez efectiva.

Efecto P-δ

El efecto P-δ aparece de una manera más pronunciada en pilares largos. El comportamiento de estos pilares se puede predecir según la aproximación de Euler, que desprecia el efecto de las imperfecciones iniciales. Cuando se aumenta la longitud del elemento, la relación entre la carga aplicada y el momento a mitad de la longitud no es lineal. El desplazamiento lateral tiene un efecto adverso en la capacidad portante del pilar puesto que se genera un momento de segundo orden. A medida que se aumenta la longitud efectiva del pilar, el momento de flexión de segundo orden se va incrementando significativamente y su efecto es de gran importancia. Al final del proceso, puede sobrevenir el fallo por pandeo por flexión.

2.3.3. Estudios experimentales

Algunos de los primeros ensayos experimentales en pilares mixtos fueron llevados a cabo por Burr en 1912. A lo largo de los años, se realizaron numerosos estudios teóricos y experimentales por diferentes investigadores con el objetivo de obtener información básica que sirva de referencia para la invención de modelos de análisis o formulaciones para el diseño de estos elementos. A continuación se presenta de manera resumida las conclusiones obtenidas a partir de estos experimentos para secciones de acero embebido en hormigón y acero relleno de hormigón. Los diversos ensayos, realizados por diferentes investigadores, tienen como objetivo final comprender el comportamiento y capacidad última de carga de los pilares mixtos.

Mirza y Skrabek en 1991 y 1992 investigaron el efecto de las resistencias y dimensiones seccionales del hormigón y el acero y la presencia de armadura adicional en la resistencia total de los pilares mixtos. Se estudiaron esbelteces de 100, 66, 33 y 22,1 y la relación excentricidad-canto varió de 0 a 4, en intervalos de 0,05. Los resultados indicaron que la resistencia del hormigón, la cuantía geométrica de acero estructural y la relación excentricidad-canto tenían una gran influencia en la fiabilidad de los estudios para los pilares cortos. Las relaciones excentricidad-canto de 0,5 o menos son críticas ya que tienen un efecto significativo en la resistencia de la viga-pilar.

Hunaiti y Fattah en 1994 investigaron la capacidad última de carga de pilares de acero parcialmente embebidos en hormigón con posibilidad de pandeo en su eje débil. Se embebieron parcialmente en hormigón perfiles de acero IPE 200 con una longitud de pandeo de 2,4 metros y se ensayaron hasta rotura bajo una carga axial excéntrica. Las variables de estudio fueron la excentricidad de la carga aplicada, ratio de excentricidad en los apoyos y el efecto de la resistencia del hormigón. En todos los ensayos, se observó fisuración por tracción para cargas alrededor del 70% de la carga última.

Más recientemente, en 2010a, Ellobody y Young estudiaron el comportamiento de pilares biarticulados sometidos a compresión simple. Para ello, desarrollaron un modelo numérico basado en el software Abaqus/CAE que reproducía las características no lineales de los materiales y el efecto del confinamiento del hormigón entre las alas del perfil metálico. El estudio comprendió pilares cortos y esbeltos, resistencias de hormigón de 20 a 110 MPa y resistencias del acero de 275 a 690 MPa. Se observó que el aumento de la resistencia del acero tenía un efecto poco significativo en el comportamiento estructural de los elementos con mayores esbelteces relativas, debido a su modo de fallo de pandeo por flexión.

Modos de fallo

Los pilares mixtos cortos muestran un mecanismo de fallo caracterizado por la plastificación del acero y la fisuración del hormigón. Los pilares con una esbeltez media se comportan inelásticamente y rompen parcialmente por la plastificación del acero, la fisuración del hormigón en compresión y la rotura del hormigón en tracción. Cuando la carga aplicada es excéntrica en el eje fuerte de pandeo y la esbeltez en ese plano es mucho menor que la del eje débil, es posible que aparezca el modo de fallo biaxial. Para pilares sometidos a flexión biaxial, el eje neutro cambia de posición continuamente mediante una combinación de traslación y rotación. La rigidez a lo largo de la longitud del elemento varía debido a secciones de hormigón sin fisurar cerca de los apoyos y la aparición de hormigón fisurado en secciones cercanas al centro (Figura 2.8).

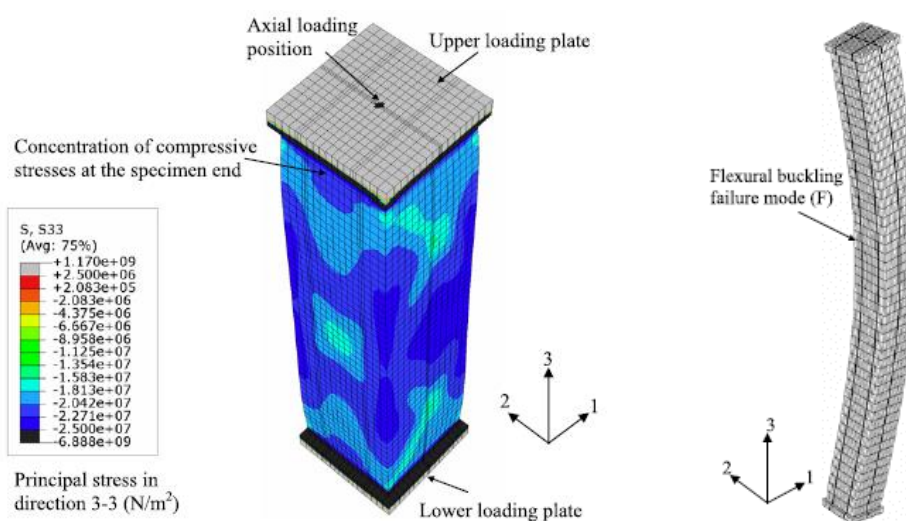


Figura 2.8 - Modos de fallo (Ellobody y Young, 2010a). Fallo por plastificación y fisuración (izquierda) y fallo por pandeo por flexión (derecha).

Ge y Usami en 1992 estudiaron los modos de abolladura en pilares rellenos rigidizados y sin rigidizar (Figura 2.9). Los rigidizadores contribuían notablemente en el pandeo de los pilares, incluso cuando éstos tenían unas dimensiones reducidas, debido a que el hormigón prevenía la abolladura de los rigidizadores longitudinales. Para pilares tubulares cuadrados mixtos, la abolladura aparecía antes de la carga última.

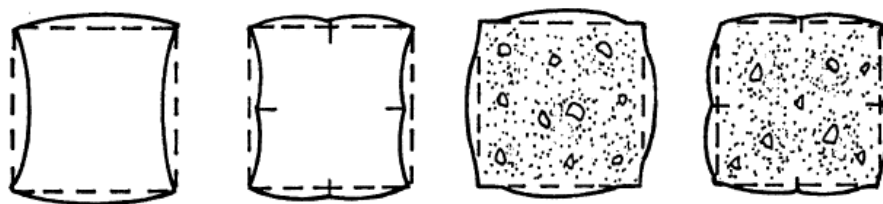


Figura 2.9 - Modos de abolladura para secciones de acero y mixtas (Ge y Usami, 1992).

2.3.4. Uso de hormigones de alta resistencia

El uso de aceros de alta resistencia tiene numerosas ventajas en su aplicación en edificios altos. Las diferentes investigaciones en esta área se han enfocado hacia la mejora de su ductilidad. Las resistencias altas y densidades bajas son beneficiosas en el diseño sísmico, puesto que la respuesta sísmica se ve reducida si el peso total de la estructura es bajo. La rigidez del hormigón incrementa con su resistencia característica. Los hormigones de altas resistencias tienen un módulo de elasticidad inicial que aumenta aproximadamente en proporción a la raíz cuadrada o cúbica de la resistencia a compresión y densidad (Furlong, 1968). En la Figura 2.10 y Figura 2.11 se presentan las típicas curvas tensión-deformación para aceros y hormigones de diferentes resistencias características.

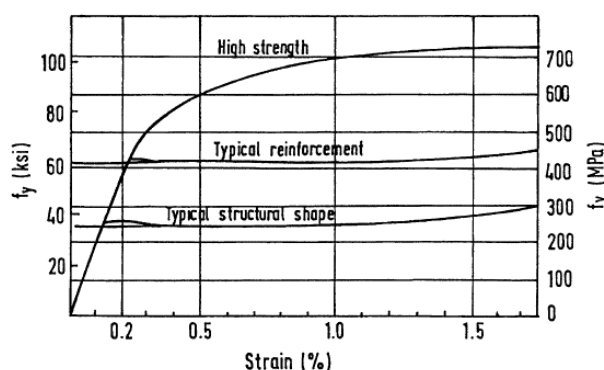


Figura 2.10 - Curvas tensión-deformación del acero (Furlong, 1968).

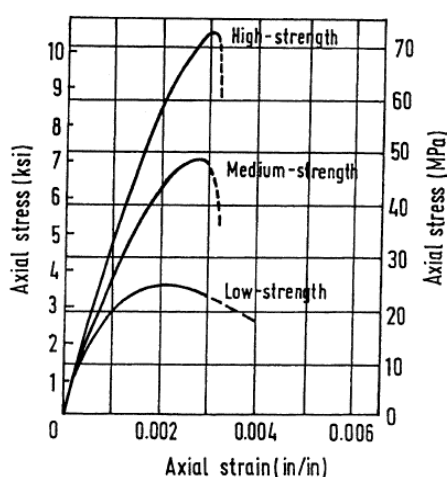


Figura 2.11 - Curvas tensión-deformación del hormigón (Furlong, 1968).

El hormigón de alta resistencia tiene menos árido grueso y más agregado fino que el hormigón convencional. Pese a que para diferentes pilares se alcanzó una resistencia última mayor, la pérdida de rigidez era mucho más brusca, en comparación con los pilares confeccionados con hormigón convencional (Ge y Usami, 1992).

2.3.5. Estudios analíticos

La carga última de un pilar se puede definir como la carga máxima para la cual se puede obtener el equilibrio entre fuerzas internas y externas o, en otras palabras, la carga bajo la cual la rigidez del pilar se convierte en nula. Los principales factores que provocan que la determinación de la carga última sea compleja son las características no lineales del hormigón y el acero, imperfecciones geométricas y tensiones residuales en la sección de acero. Es necesaria una subdivisión de la sección del pilar en un número finito de fibras que permitan que la distribución de la deformación se idealice en una única función. Entonces, se obtienen las fuerzas en cada fibra y se integran para hallar la fuerza axial total. Cuando ésta converge hacia la carga axial aplicada, se define el eje neutro. El análisis de una sección mixta implica establecer la curva interacción momento-axil. La resistencia última de los pilares mixtos ha sido estudiada en diversas investigaciones para desarrollar métodos analíticos que permitan obtener dichos estados últimos de carga.

Furlong en 1968 intentó aproximar el diagrama de interacción momento-axil a una forma elíptica y observó que ésta era demasiado conservadora. Se concluyó que las funciones de interacción derivadas de la formulación relativa a la resistencia última a cortante para hormigón armado eran mucho más razonables. La rigidez a flexión y a axil se calculó como la suma de las rigideces de cada componente como si actuaran por separado.

El método de diferencias finitas fue utilizado por Muñoz y Thomas Hsu en 1997a para establecer la relación entre la curvatura y la desviación. Se despreciaron los efectos de la fluencia, torsión, deformaciones de cortante y tensiones de tracción debidas a la retracción. Además, no se incluyeron imperfecciones iniciales ni tensiones residuales. Para resolver los sistemas de ecuaciones no lineales se utilizó el método de las diferencias finitas en combinación con la matriz de rigideces secante. En 1997b los mismos autores también propusieron una ecuación para obtener la carga última para pilares, tanto para cortos como esbeltos, de acero embebido en hormigón bajo flexión uniaxial y biaxial. La formulación cumplió con los parámetros analíticos y de diseño de la "American Concrete Institute" (ACI) y la "American Institute of Steel Construction" (AISC). Los efectos de segundo orden en pilares esbeltos se tuvieron en cuenta incorporando un factor de incremento del momento similar al utilizado por la ACI para hormigón armado. La ecuación de interacción uniaxial propuesta es la siguiente:

$$\left(\frac{P_n - P_{nb}}{P_0 - P_{nb}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_n}{M_{nb}}\right) = 1$$

donde α varía entre 1 y 3; M_n y P_n se refieren a un punto concreto del diagrama de interacción uniaxial; M_{nb} y P_{nb} corresponden a una condición balanceada; y P_0 es la carga axial máxima.

En 2006, Chen y Lin estudiaron analíticamente la capacidad axial y el comportamiento carga-deformación de pilares cortos. Se desarrolló un modelo analítico con el objetivo de predecir la carga última para varias secciones de acero y cuantías de armadura. Se establecieron diferentes ecuaciones constitutivas para cada material, incluyendo hormigón no confinado, hormigón parcialmente y altamente confinado, acero de perfil estructural y acero de armado. Los factores de confinamiento variaron entre 1,1 y 1,97, en función de la separación entre la armadura transversal y las dimensiones del perfil de acero. La ecuación propuesta es la siguiente:

$$P = f_s A_s + f_{sr} A_r + f_{cu} A_{cu} + f_{cp} A_{cp} + f_{ch} A_{ch}$$

donde f_s es la resistencia del acero estructural; f_{sr} es la resistencia del armado longitudinal; f_{cu} es la resistencia del hormigón no confinado; f_{cp} es la resistencia del hormigón parcialmente confinado; f_{ch} es la resistencia del hormigón altamente confinado; A_s es el área seccional del perfil de acero; A_r es el área seccional del armado longitudinal; A_{cu} es el área seccional del hormigón no confinado; A_{cp} es el área seccional del hormigón parcialmente confinado; y A_{ch} es el área seccional del hormigón altamente confinado.

Los resultados obtenidos mediante el método analítico presentado se compararon con resultados experimentales extraídos de las investigaciones realizadas por Chen y Yeh en 1996, Tsai *et al.* en 1996 y Chen *et al.* en 1999. Se concluyó que se podía predecir de una manera muy precisa la carga última de dichos pilares cortos y que la armadura transversal y el perfil metálico pueden ofrecer un efecto de confinamiento en el hormigón e incrementar la capacidad a compresión del conjunto.

2.3.6. Ductilidad

Puede resultar de interés obtener la ductilidad o la capacidad de rotación de las secciones transversales de un pilar mixto. La ductilidad de curvatura, definida como el ratio de curvatura para la carga última sobre la curvatura en plastificación, puede obtenerse analíticamente estudiando el diagrama momento-curvatura. Kitada en 1998 describió la diferencia en los modos de abolladura entre secciones de acero y mixtas y entre secciones de edificios y de pilas de puentes. Se observó que la ductilidad de los elementos mixtos con sección rectangular era baja en comparación con los de sección circular para cargas de compresión altas

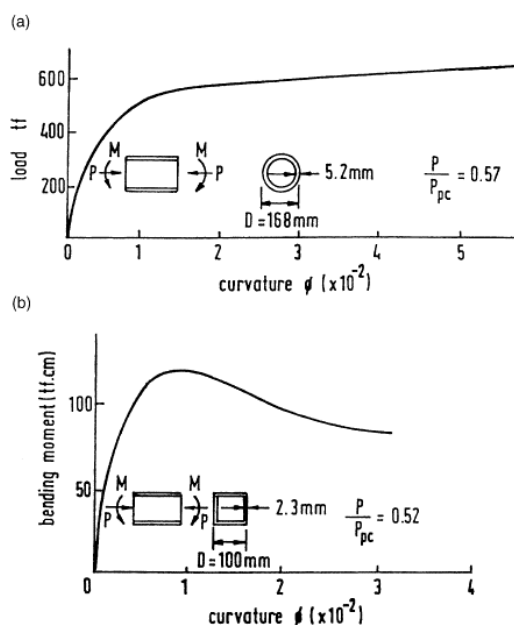


Figura 2.12 - Diagrama momento-curvatura para pilares cortos (Kitada, 1998). (a) Secciones circulares y (b) secciones rectangulares.

Itani en 1996 realizó un estudio en secciones circulares rellenas para determinar la ductilidad de los pilares mixtos y para determinar su adecuación al diseño de estructuras en zonas sísmicas. En el análisis se consideraron parámetros como el espesor del perfil de acero, el ratio diámetro-espesor (D/t) y la cuantía de armadura longitudinal.

2.3.7. Efecto del confinamiento

Las secciones tubulares rellenas ofrecen una gran cantidad de confinamiento, mientras que éste es despreciable en las secciones rectangulares. Este incremento de resistencia aparece como consecuencia del aumento de la resistencia del hormigón interior, que se ve restringido lateralmente por el perfil tubular de acero. Este incremento de resistencia del hormigón supera la reducción en la resistencia del acero en compresión debida a las tensiones adicionales necesarias para contener el hormigón. Este efecto de confinamiento no se presenta tan evidentemente en las secciones tubulares rectangulares, excepto en las esquinas. Este fenómeno también es despreciado por las normativas para las secciones de acero embebidas

en hormigón. Aun así, diferentes estudios realizados evidencian la presencia de ciertos niveles de confinamiento en zonas específicas.

Tal y como se ha comentado anteriormente, Chen y Lin en 2006 propusieron un método analítico para determinar la capacidad última a compresión de pilares cortos de acero embebido en hormigón. Su principal aportación es la subdivisión del hormigón en diferentes áreas, en función del confinamiento producido por el perfil metálico y la armadura transversal. Así pues, se establece diferencia entre el hormigón entre las alas (hormigón altamente confinado), el hormigón cubierto por la armadura transversal (hormigón parcialmente confinado) y el hormigón externo o de recubrimiento de las armaduras (hormigón no confinado), (Figura 2.13).

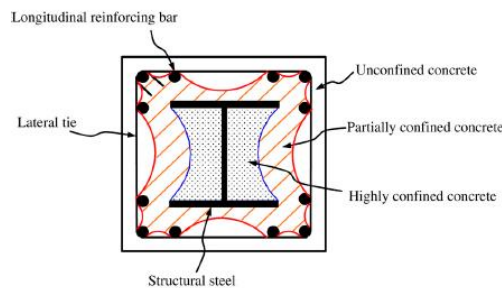


Figura 2.13 - Materiales en una sección mixta de acero embebido en hormigón (Chen y Lin, 2006).

El modelo empleado para la simulación del hormigón altamente y parcialmente confinado utilizó factores de confinamiento entre 1,1 y 1,97 y el modelo unificado tensión-deformación propuesto por Mander *et al.* en 1988 (Figura 2.14).

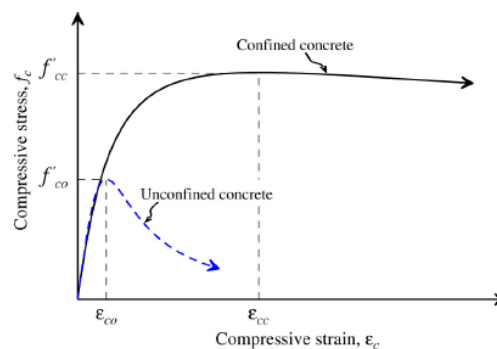


Figura 2.14 - Curvas tensión-deformación para hormigones confinado y no confinado propuestas por Mander *et al.* en 1988.

Estas zonas de confinamiento también fueron aplicadas por Ellobody *et al.* en 2010a y 2010b en su modelo numérico con el software Abaqus/CAE siguiendo las recomendaciones de Mirza y Skrabek (1992) que permiten simplificar los límites parabólicos de las diferentes zonas de confinamiento por formas rectangulares mucho más simples y manejables en los modelos numéricos (Figura 2.15).

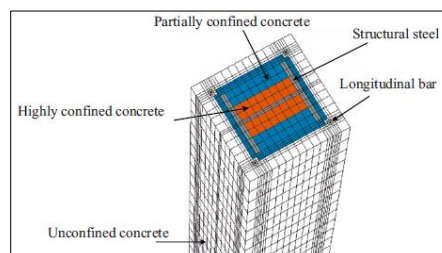


Figura 2.15 - Modelo de elementos finitos de un pilar mixto de acero embebido en hormigón (Ellobody *et al.*, 2010b)

2.4. Método del EC4

El apartado 6.7 del EC4, referente al diseño y comprobación de pilares mixtos y elementos mixtos sometidos a compresión, utiliza conceptos de estado límite para comprobar las condiciones de servicio y seguridad aplicando factores parciales de seguridad tanto a cargas como a las propiedades de los materiales. Este es una de las pocas normativas que trata los efectos de las cargas a largo plazo por separado.

La normativa abarca el diseño de pilares mixtos y elementos mixtos sometidos a compresión con secciones embebidas en hormigón, parcialmente embebidas y tubulares circulares y rectangulares rellenas de hormigón (Figura 2.16).

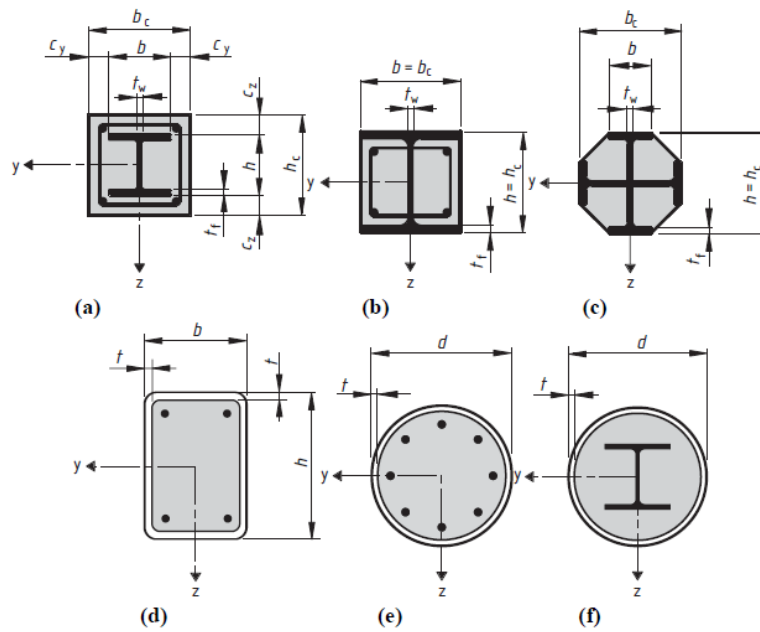


Figura 2.16 - Secciones de pilares mixtos (EC4, 2004).

La utilización de este apartado sólo se recomienda para elementos formados por aceros comprendidos entre los grados S235 y S460 y clases de resistencia del hormigón entre C20/25 y C50/60. Además, los elementos comprobados deben estar aislados o formar parte de pórticos cuyos elementos sean mixtos o metálicos. El ratio de contribución del acero (δ) debe estar comprendido entre los valores de 0,2 y 0,9, siendo δ :

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}}$$

siendo

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0.85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd}$$

donde A_a , A_c y A_s son las áreas seccionales del perfil de acero, hormigón y armado longitudinal, respectivamente; f_{yd} , f_{cd} y f_{sd} son las resistencias de diseño del acero del perfil, hormigón y armado longitudinal, respectivamente y $N_{pl,Rd}$ es la resistencia plástica a compresión.

Los pilares mixtos con cualquier tipo de sección transversal deberán ser comprobados según la resistencia global del elemento y la resistencia a la abolladura. Para ello, la normativa ofrece dos métodos:

- Un método global que abarca elementos con secciones transversales asimétricas o no uniformes a lo largo de su longitud.

- Un método simplificado para elementos doblemente simétricos y de secciones transversales uniformes a lo largo de su longitud.

Además, se tiene en cuenta que cierta cantidad de axil aplicado puede incrementar la resistencia global del elemento. Para elementos sometidos a cargas de compresión y flexión que resulten de acciones independientes, si la carga de compresión conlleva un aumento de resistencia, ésta deberá ser reducida por el factor γ_i en un 20%.

Como se ha comentado anteriormente, los efectos negativos de la abolladura se deben tener en cuenta en el diseño del elemento. Aun así, la normativa permite desprestigiar dichos efectos para secciones de acero totalmente embebidas si el recubrimiento de las alas del perfil no es inferior que 40 mm ni que $b/6$.

2.4.1. Método general

La comprobación de la estabilidad estructural de estos elementos debe tener en cuenta los efectos de segundo orden, incluyendo las tensiones residuales, imperfecciones geométricas, inestabilidad local, fisuración del hormigón, fluencia y retracción del hormigón y plastificación del acero estructural y de refuerzo. Se debe comprobar que el elemento es estable para la combinación de acciones más desfavorable en el estado límite último y que la resistencia de la sección transversal a flexión, axil y cortante no se vea superada. Con el objetivo de cumplir con dichos requisitos, se enumeran las condiciones necesarias para el análisis:

- Los efectos de segundo orden deben ser considerados en cualquier dirección en la cual pueda producirse la rotura.
- Las fuerzas internas deben determinarse según un análisis elastoplástico.
- Las secciones planas pueden asumirse que permanecen planas. Se puede tener en cuenta un comportamiento mixto de la sección hasta rotura entre los componentes de acero y hormigón del elemento.
- La resistencia a tracción del hormigón puede ser despreciada. La influencia de la contribución del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) en la rigidez a flexión puede tenerse en cuenta.
- La retracción y la fluencia deben considerarse si tienden a reducir de una manera significativa la estabilidad global del elemento.
- A modo de simplificación, los efectos de la retracción y la fluencia pueden ignorarse si los momentos de flexión de primer orden debidos a las deformaciones por fluencia y las fuerzas longitudinales resultantes de las cargas permanentes no son mayores del 10%.
- Para un análisis no lineal se deben tener en cuenta las relaciones tensión-deformación presentes en el Eurocódigo: para el hormigón en compresión, en EC2, 3.1.5; para el acero de la armadura, en EC2, 3.2.7; y para el acero estructural, en EC3, 5.4.3(4).
- A modo de simplificación, en lugar de los efectos de las tensiones residuales e imperfecciones geométricas, puede tenerse en cuenta una imperfección inicial equivalente.

En los Capítulos 4 y 5 de este estudio se pone de manifiesto la importancia de algunos de estos aspectos en el dimensionamiento y comprobación de los pilares mixtos, objeto de estudio y análisis en esta tesina.

2.4.2. Método simplificado

El alcance del método simplificado se limita a elementos de sección transversal doblemente simétrica y uniforme a lo largo de toda su longitud formados por perfiles de acero laminados en caliente, laminados en

frío y soldados. El método no es aplicable si la parte del acero estructural está formada por dos o más secciones no conectadas. La esbeltez relativa debe cumplir el siguiente requisito:

$$\bar{\lambda} \leq 2,0$$

Los máximos recubrimientos de hormigón que deben considerarse en el cálculo, según la nomenclatura presentada en la Figura 2.16, son los siguientes:

$$c_{z,max} = 0,3h$$

$$c_{y,max} = 0,4b$$

El área de armadura longitudinal considerada en el cálculo no debe exceder el 6% del área de hormigón. Además, el ratio ancho-canto de la sección mixta debe estar entre los valores de 0,2 y 5,0.

CAPÍTULO 3

CÁLCULO AUTOMÁTICO DE PILARES MIXTOS

SEGÚN EL EC4

3.1. Introducción

Los apartados contenidos en el capítulo actual pretenden exponer el proceso de cálculo y metodología utilizada para la realización de una herramienta automatizada de comprobación de pilares mixtos según el EC4, así como la finalidad del mismo.

En primer lugar, se exponen los objetivos y alcance del programa desarrollado, explicando la importancia del mismo en los posteriores estudios. A continuación, se extrae y sintetiza la formulación del método simplificado del EC4, así como algunos apartados de los EC2 y EC3, a los que se hace referencia. A partir de la teoría expuesta, se generan unos diagramas de flujo que explican de una manera visual la metodología que utiliza dicho programa informático.

Por último, se presentan unas capturas de pantalla de la interfaz de usuario del programa, así como un resumen de los cálculos realizados automáticamente para un ejemplo concreto.

3.2. Objetivos y alcance del programa

El propósito principal del presente capítulo es agilizar la resolución de posteriores estudios según el método simplificado que propone el EC4 para pilares mixtos de sección de acero embebido en hormigón. Para llevar a cabo dicho objetivo, se automatiza el proceso de cálculo presente en la normativa mediante una hoja de cálculo Excel. Este proceso, previo al análisis comparativo, permite conocer en profundidad la normativa, observándose que ésta dota de cierta libertad al usuario en el proceso de comprobación. En posteriores apartados se diferencian diversas alternativas válidas en el método simplificado, en función de las características teóricas que se deseen emplear en el proceso de comprobación y la complejidad en el cálculo.

En primera instancia, se estudia en profundidad la totalidad del método simplificado, incluyendo las comprobaciones de elementos sujetos a sollicitaciones de flexión uniaxial y biaxial. Se automatizan todos los procesos de cálculo implicados, aplicando las diversas simplificaciones incluidas en el método. Una vez se ha llevado a cabo esta primera parte, se analiza exhaustivamente la comprobación de elementos sujetos a compresión simple, teniendo en cuenta las diferentes posibilidades que ofrece el método.

De esta manera, se presentan dos metodologías de cálculo. La primera, referente a la comprobación del objeto de estudio sujeto a cualquier combinación de solicitaciones mediante una de las aproximaciones que abarca el método simplificado. La segunda, aplicable a la comprobación del mismo tipo de elementos solamente sujetos a compresión simple mediante varios procesos de cálculo posibles. En referencia a la presente tesina, la metodología utilizada es la segunda, aunque la primera sirve para comprender el marco normativo de los pilares mixtos y facilita la comprensión de la segunda parte de la metodología. Además, la herramienta de cálculo utilizada puede utilizarse para posteriores estudios, dado su carácter más generalista.

3.3. Bases de cálculo del método simplificado

3.3.1. Esbeltez relativa

Como paso previo a presentar el proceso de cálculo que sigue el método simplificado, es necesario obtener la esbeltez relativa del elemento. Este valor sirve para comprobar que el elemento estudiado puede ser comprobado según este método. La esbeltez relativa se define según la siguiente expresión:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}$$

siendo

$$N_{pl,Rk} = A_a f_{yk} + 0.85 A_c f_{ck} + A_s f_{sk}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{eff}}{L^2}$$

donde $N_{pl,Rk}$ es el valor característico de la resistencia plástica a compresión; N_{cr} es el axil elástico crítico para el modo de pandeo correspondiente; f_{yk} , f_{sk} y f_{ck} son las resistencias características del acero del perfil, acero del armado y hormigón, respectivamente; L es la longitud efectiva del elemento; y $(EI)_{eff}$ es el valor característico de la rigidez efectiva a flexión del pilar mixto.

Para la determinación de la esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ y el axil elástico crítico N_{cr} , la rigidez efectiva a flexión debe calcularse a partir de la siguiente formulación:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c$$

donde E_a , E_s y E_{cm} son los módulos de elasticidad del acero estructural, acero del armado y módulo de elasticidad medio del hormigón, respectivamente; I_a , I_s y I_c son las inercias del acero estructural, el armado longitudinal y el hormigón sin fisurar, respectivamente; y K_e es un factor de corrección de valor 0,6.

También se debe tener en cuenta la influencia de los efectos de la fluencia en la rigidez elástica efectiva a flexión. El módulo de elasticidad del hormigón E_{cm} se debe reducir al valor $E_{c,eff}$ según la siguiente expresión, en el caso que se estudie el efecto de una carga permanente:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed}/N_{Ed})\varphi_t}$$

siendo φ_t el coeficiente de fluencia; N_{Ed} el axil de cálculo; y $N_{G,Ed}$ la parte del axil de cálculo ocasionado por las acciones permanentes.

El coeficiente de fluencia φ_t , expuesto en el EC2, 3.1.4, se define como un coeficiente que permite tener en cuenta los efectos no lineales del fenómeno de la fluencia del hormigón. Este factor, también expresado como $\varphi(\infty, t_0)$, abarca dicho fenómeno desde un tiempo inicial de carga t_0 días que se asume permanente en el tiempo, ∞ . Para hallar el coeficiente de fluencia correspondiente, se puede utilizar la Figura 3.1, asumiendo que no se requiere una gran precisión y que la tensión introducida a t_0 no es mayor que $0,45f_{ck}$.

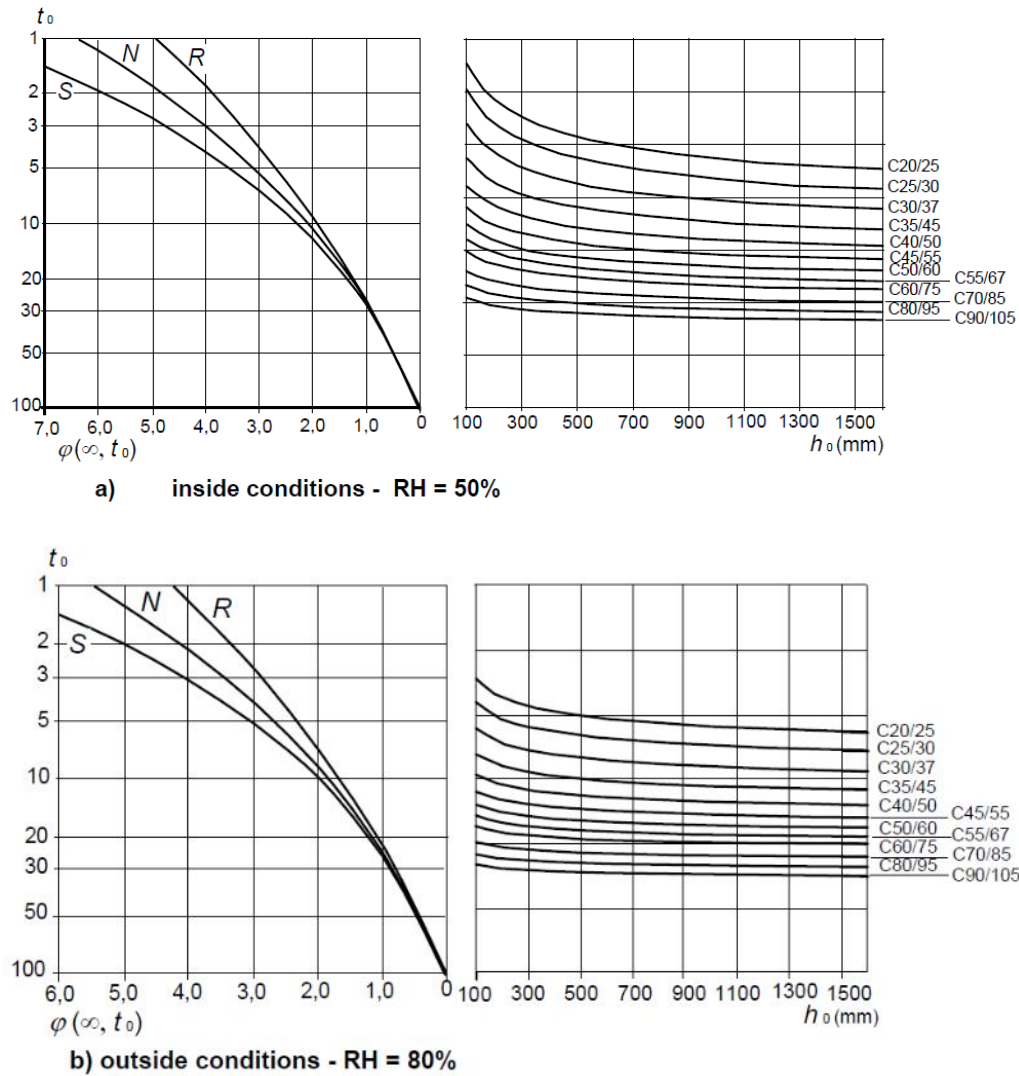


Figura 3.1 - Método de obtención del coeficiente de fluencia $\phi(\infty, t_0)$ para hormigones sometidos a condiciones ambientales estándar (EC2, 2004).

Estos valores son válidos para temperaturas ambiente comprendidas entre -40°C y $+40^{\circ}\text{C}$ y una humedad relativa entre el 40% y el 100%. Para casos cuyo t_0 sea superior a 100 días es suficientemente preciso considerar t_0 igual a 100. Además, para la utilización de los gráficos, se debe hallar la clase del hormigón que establece la curva R, N o S, según la Tabla 3.1, y obtenerse h_0 según la siguiente expresión:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

siendo u el perímetro de hormigón expuesto al ambiente exterior. Si h_0 es inferior a 100 mm, se considera dicho valor como cota mínima.

Tabla 3.1 - Clase en función de la clase de resistencia (EC2, 2004).

Clase de resistencia	Clase
CEM 32,5 N	S
CEM 32,5 R	N
CEM 42,5 N	N
CEM 42,5 R	R
CEM 52,5 N	R
CEM 52,5 R	R

3.3.2. Resistencia a cortante e interacción con momento-axil

El esfuerzo cortante $V_{a,Ed}$ que solicita el perfil no debe exceder la resistencia a cortante de éste, $V_{pl,a,Rd}$. Además, la resistencia a cortante $V_{pl,c,Ed}$ de la parte de hormigón armado también debe ser verificada según el EC2, 6.2. Si no es posible un análisis más preciso, el esfuerzo cortante actuante en la sección mixta V_{Ed} puede distribuirse como $V_{a,Ed}$ actuando sobre el acero estructural y $V_{c,Ed}$ actuando en el hormigón armado. Las comprobaciones de resistencia a cortante siguen las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned}
 V_{a,Ed} &\leq V_{pl,a,Rd} \\
 V_{c,Ed} &\leq V_{pl,c,Rd} \\
 V_{a,Ed} &= V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \\
 V_{c,Ed} &= V_{Ed} - V_{a,Ed}
 \end{aligned}$$

siendo $V_{pl,c,Rd}$ la resistencia de la sección de hormigón a cortante, según el EC2, 6.2; $M_{pl,a,Rd}$ el momento plástico resistente de la sección de acero; $M_{pl,Rd}$ el momento plástico resistente de la sección mixta; y $V_{pl,a,Rd}$ la resistencia a cortante del perfil metálico, según la siguiente ecuación:

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

siendo γ_{M0} el coeficiente parcial de reducción de la resistencia seccional del acero; y A_v el área que resiste el cortante, la cual, para perfiles metálicos laminados, es:

$$\begin{aligned}
 A_{v,z} &= dt_w + (t_w + 2r)t_f + 4r^2 - \pi r^2 \\
 A_{v,y} &= 2bt_f
 \end{aligned}$$

A modo de simplificación, puede considerarse que el cortante de cálculo V_{Ed} es absorbido directamente por el perfil metálico y que la contribución a cortante de la sección de hormigón armado es nula.

La influencia del cortante se deberá tener en cuenta en la resistencia a flexión y compresión de la sección, si el cortante $V_{a,Ed}$ en el perfil metálico excede en un 50% su resistencia plástica a cortante $V_{pl,a,Rd}$. Si se cumple la condición $V_{a,Ed} > 0,5V_{pl,a,Rd}$, se debe tener en cuenta la influencia del cortante en la resistencia combinada a flexión y compresión reduciendo la resistencia de cálculo del acero según la expresión $(1 - \rho)f_{yd}$ en el área de cortante A_v , a partir del siguiente coeficiente:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,a,Rd}} - 1 \right)^2$$

3.3.3. Resistencia seccional momento-axil

La resistencia seccional bajo los efectos combinados de compresión y axil debe comprobarse mediante la curva de interacción presentada en la Figura 3.2, asumiendo una distribución rectangular de las tensiones en los diferentes materiales y teniendo en cuenta la posible interacción con la resistencia a cortante.

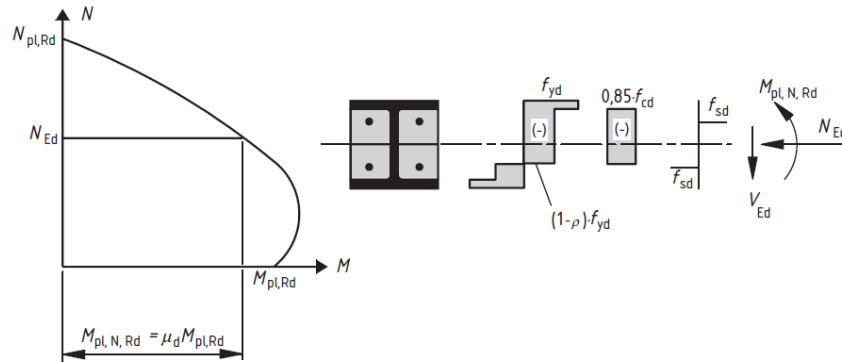


Figura 3.2 - Diagrama de interacción para compresión y flexión uniaxial (EC4, 2004).

A modo de simplificación, la curva de interacción puede reemplazarse por un diagrama poligonal. La Figura 3.3 muestra un ejemplo concreto para una distribución plástica de tensiones de los puntos A a D. El valor $N_{pm,Rd}$ debe tomarse como $0,85 f_{cd} A_c$.

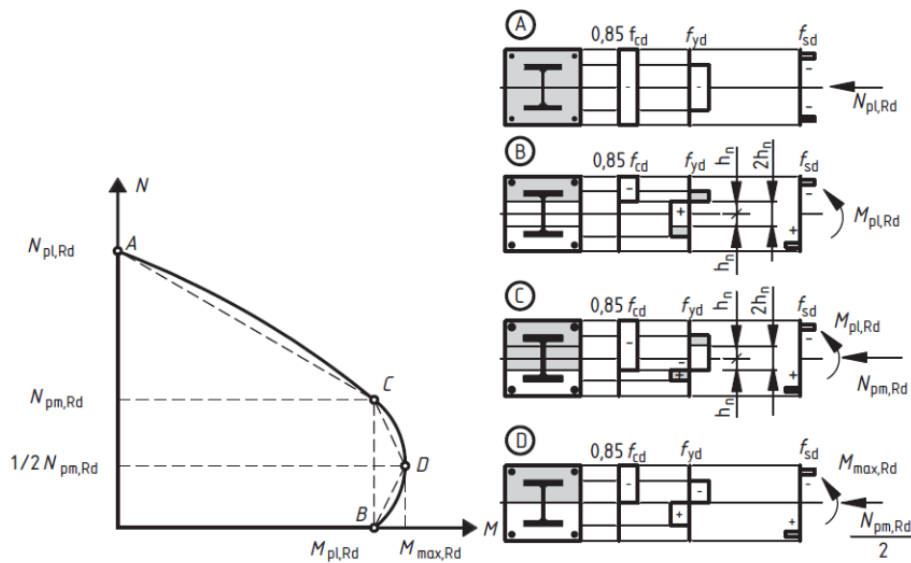


Figura 3.3 - Diagrama de interacción simplificado y sus correspondientes distribuciones tensionales (EC4, 2004).

3.3.4. Métodos de análisis e imperfecciones globales

Para comprobar la estabilidad del elemento, se debe realizar un análisis basado en los efectos de segundo orden. Para la determinación de las fuerzas internas, el valor de cálculo de la rigidez efectiva a flexión $(EI)_{eff,II}$ debe determinarse según la siguiente expresión:

$$(EI)_{eff,II} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c)$$

donde $K_{e,II}$ es un factor de corrección de valor 0,5; y K_0 es un factor de calibración de valor 0,9. Los efectos de la fluencia también deben tenerse en cuenta sustituyendo E_{cm} por $E_{c,eff}$ si aplica.

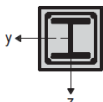
Los efectos de segundo orden no necesitan ser analizados si se cumple la siguiente condición:

$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr}}{N_{Ed}} \geq 10$$

siendo N_{Ed} el axil de cálculo aplicado; y N_{cr} el esfuerzo axil crítico elástico, en este caso concreto utilizando la rigidez a flexión efectiva de segundo orden $(EI)_{eff,II}$.

La influencia de las imperfecciones geométricas puede tenerse en cuenta mediante las imperfecciones globales equivalentes presentadas en la Tabla 3.2, donde L es la longitud de pandeo del pilar.

Tabla 3.2 - Curvas de pandeo e imperfecciones geométricas (EC4, 2004).


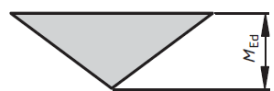
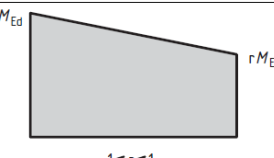
Cross-section	Axis of buckling	Buckling curve	Member imperfection
	y-y	b	$L/200$
	z-z	c	$L/150$

A lo largo de la longitud del elemento, los efectos de segundo orden pueden tenerse en cuenta multiplicando el máximo momento de cálculo de primer orden M_{Ed} por un factor k definido como:

$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed}/N_{cr,eff}}, \quad \geq 1$$

donde $N_{cr,eff}$ es el axil crítico para el eje correspondiente según la rigidez efectiva $(EI)_{eff,II}$; y β es un factor de momento equivalente dado en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3 - Factores β para la determinación de los momentos de segundo orden (EC4, 2004).

Moment distribution	Moment factors β	Comment
 	First-order bending moments from member imperfection or lateral load: $\beta = 1,0$	M_{Ed} is the maximum bending moment within the column length ignoring second-order effects
	End moments: $\beta = 0,66 + 0,44r$ but $\beta \geq 0,44$	M_{Ed} and $r M_{Ed}$ are the end moments from first-order or second-order global analysis

3.3.5. Resistencia de elementos sometidos a compresión simple

Los elementos sometidos a esfuerzos axiales de compresión pueden comprobarse utilizando un análisis de segundo orden teniendo en cuenta las imperfecciones globales equivalentes. A modo de simplificación, se puede verificar que el valor del esfuerzo axil de cálculo N_{Ed} satisfaga la siguiente condición:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

donde $N_{pl,Rd}$ es la resistencia plástica a compresión para la sección mixta, factorizando la variable f_{yd} por el factor parcial para la resistencia de elementos a inestabilidad γ_{M1} ; y χ es el factor de reducción para el modo de pandeo correspondiente, en función de la curva de pandeo de la Tabla 3.2 y la esbeltez relativa $\bar{\lambda}$, según las siguientes expresiones:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \quad \leq 1,0$$

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

donde α es un factor de imperfección según la Tabla 3.4.

Tabla 3.4 - Factores de imperfección para las curvas de pandeo (EC3, 2005).

Buckling curve	a ₀	a	b	c	d
Imperfection factor α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

3.3.6. Resistencia de elementos sometidos a compresión y flexión uniaxial

Para la condición de esfuerzo axial y momento uniaxial aplicados, se debe satisfacer la siguiente expresión, basada en la curva de interacción momento-axil explicada anteriormente:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M$$

donde M_{Ed} es el mayor de los momentos en los apoyos y momento máximo a flexión a lo largo del pilar, incluyendo imperfecciones geométricas y efectos de segundo orden si es necesario; $M_{pl,N,Rd}$ es la resistencia plástica a flexión tomando en cuenta el axil aplicado N_{Ed} , a partir de la expresión $\mu_d M_{pl,Rd}$ (Figura 3.2); $M_{pl,Rd}$ es la resistencia plástica a flexión; y α_M es un coeficiente de valor 0,9 para el rango de aceros de S235 a S355 y 0,8 para aceros comprendidos entre S420 y S460.

El valor $\mu_d(\mu_{dy}, \mu_{dz})$ es una relación directa entre el momento plástico resistente $M_{pl,Rd}$ y el momento de cálculo M_{Ed} para ambos ejes de pandeo, fuerte y débil (Figura 3.4).

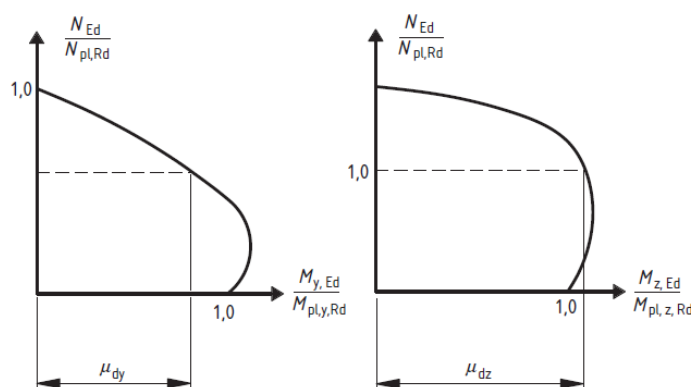


Figura 3.4 - Obtención del factor μ_d para la resistencia a compresión y flexión uniaxial y biaxial (EC4, 2004).

3.3.7. Resistencia de elementos sometidos a compresión y flexión biaxial

Para elementos mixtos sujetos a compresión y flexión biaxial, se deben calcular los valores μ_{dy} y μ_{dz} por separado para cada eje. Las imperfecciones y efectos de segundo orden solo se deben considerar en el plano en el que sea más susceptible la rotura. Si no es evidente cuál es el plano más crítico, se deben realizar las verificaciones para ambos.

En elementos sujetos a compresión y flexión biaxial se deben cumplir las siguientes condiciones de estabilidad del elemento:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy}M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y}$$

$$\frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz}M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy}M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz}M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0$$

donde $M_{pl,y,Rd}$ y $M_{pl,z,Rd}$ son las resistencias plásticas a flexión para los planos de pandeo correspondientes; y $M_{y,Ed}$ y $M_{z,Ed}$ son los momentos de cálculo que incluyen los efectos de segundo orden e imperfecciones geométricas.

3.4. Metodología

3.4.1. Caso general

Como se ha comentado en anteriores apartados, en primera instancia se ha diseñado un programa de cálculo que resuelve cualquier caso que abarca el método simplificado del EC4. La automatización de esta herramienta se ha seguido a partir de las bases de cálculo presentadas en el apartado anterior y a partir de las siguientes simplificaciones:

- Se considera que el cortante es resistido únicamente por el perfil metálico y se desprecia la resistencia a cortante de la sección de hormigón armado (EC4, 6.7.3.2(4)).
- Los elementos sometidos a compresión simple se verifican según el factor χ obtenido a partir de las curvas de pandeo (EC4, 6.7.3.5(2)).

Teniendo en cuenta estas aproximaciones, presentes en el método simplificado, se genera un diagrama de flujo que sirve para observar el proceso automatizado que sigue la herramienta de cálculo (Figura 3.5).

3.4.2. Caso específico: Elementos sometidos a compresión simple

Con el objetivo de desarrollar una herramienta específica para el presente estudio que permita analizar diversas posibilidades de cálculo y su precisión, se estudia en más profundidad el caso de elementos sometidos a compresión simple según el método simplificado. La normativa permite comprobar dichos elementos mediante dos opciones diferenciadas:

- Verificación según el factor χ obtenido a partir de las curvas de pandeo (EC4, 6.7.3.5(2)). Se trata de la opción escogida para el caso general.
- Análisis de segundo orden, incluyendo una imperfección global al elemento y obteniendo un momento flector de segundo orden (EC4, 6.7.3.4). Además, esta opción se subdivide en otras dos, en función de la imperfección global escogida: una imperfección global genérica, presente en la Tabla 3.2; y la calculada según la formulación específica que aporta el EC3, 5.3.2(11).

De la misma manera que para el anterior apartado, se genera el diagrama de flujo necesario para la generación de la herramienta automatizada (Figura 3.6). Además, éste es el proceso de cálculo seguido para la resolución de los casos de estudio posteriores según el EC4.

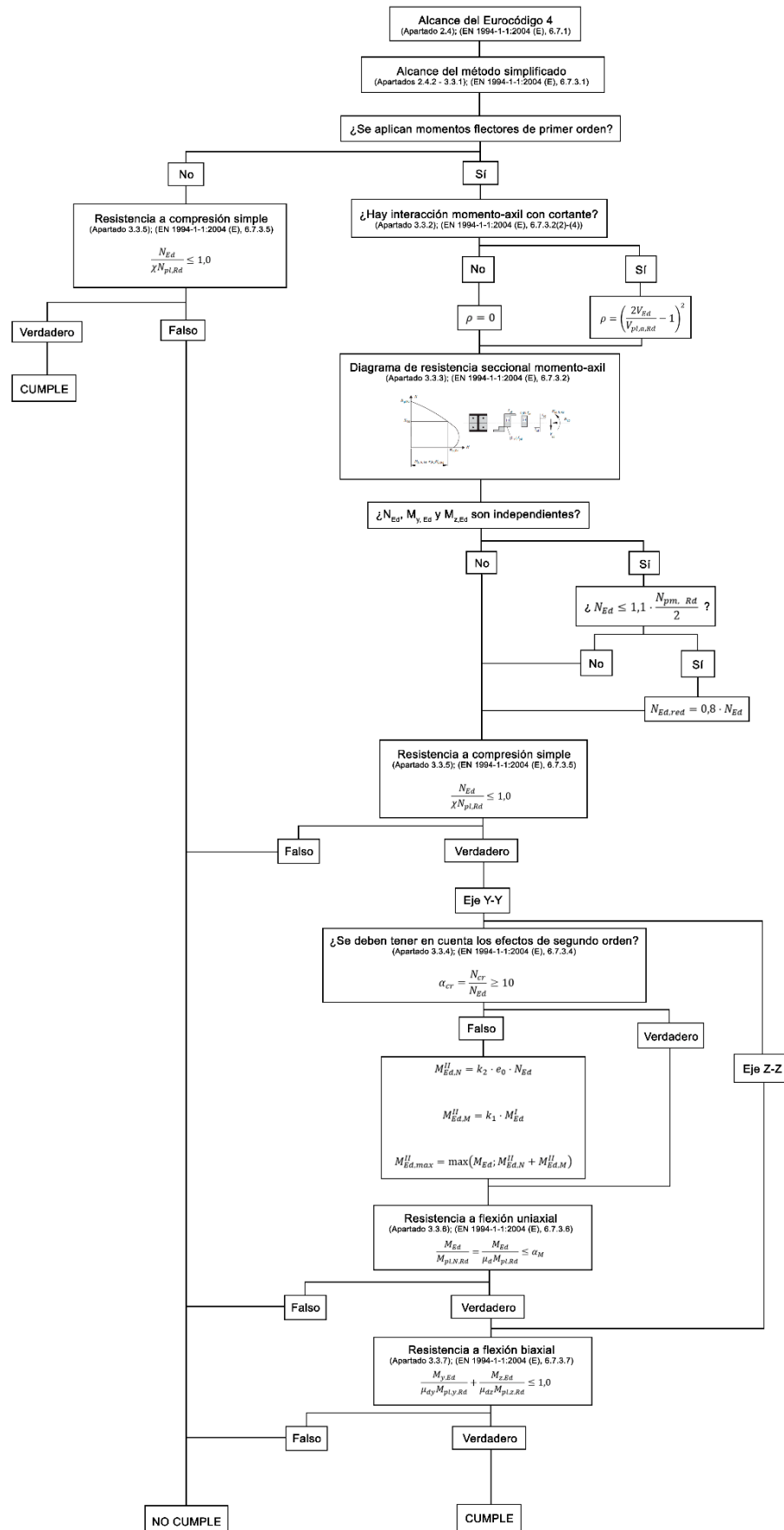


Figura 3.5 - Diagrama de flujo para el caso general.

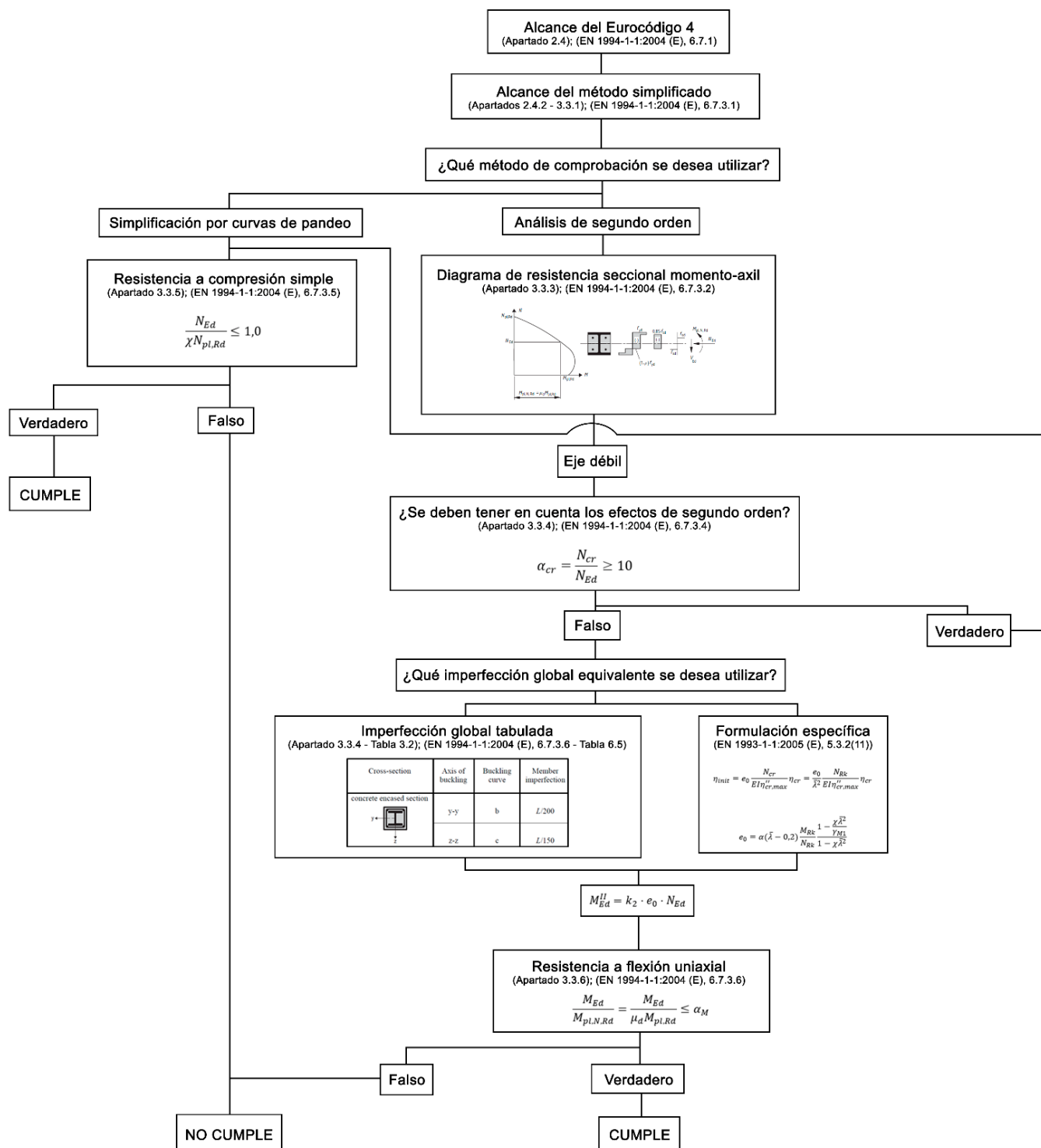


Figura 3.6 - Diagrama de flujo para el caso específico.

3.5. Interfaz de usuario

Una vez aplicada la metodología expuesta a una hoja de cálculo Excel, el siguiente paso es dotar de una interfaz intuitiva y amigable a la herramienta para facilitar el proceso de introducción de datos y obtención de resultados por parte del usuario. Con ese objetivo, se configura una única pantalla a partir de la cual se controlan las características de entrada del estudio y se obtienen resumidamente los resultados y comprobaciones necesarias.

En primer lugar, el módulo de introducción de datos muestra los siguientes apartados (Figura 3.7):

- Hormigón: Características de calidad y resistentes del hormigón, así como su coeficiente parcial.
- Perfil de acero: Características resistentes del acero estructural y sus coeficientes parciales.
- Armadura pasiva: Cantidad y disposición de las barras de armado, así como sus características resistentes y coeficiente parcial.
- Geometría: Dimensiones seccionales y longitudinales del elemento y sus condiciones de contorno
- Esfuerzos: Axil permanente, axil total y momentos y cortantes aplicados según ambos ejes principales. También se debe señalar si dicha combinación de esfuerzos proviene de casos de carga independientes o no.
- Gráfico: Muestra las dimensiones relativas de la sección, así como la posible área de hormigón que la normativa desprecia.
- Tipo de cálculo: Configuración de la metodología de cálculo que se desea utilizar.

INTRODUCCIÓN DE DATOS			
Hormigón C20/25 CEM 32,5 N E _{cm} 30000 MPa f _{ok} 20 MPa γ _c 1 adim. Puesta en carga 30 días			Geometría h _c 200 mm b _c 200 mm HE B 120 Altura pilar 2000 mm Condiciones de contorno Pilar interior
Perfil de acero S235 E _a 200000 MPa γ _{M0} 1,00 adim. γ _{M1} 1,00 adim.			Axil aplicado N _{g,Ed} 0 kN N _{Ed} 1200 kN
Armadura pasiva (en sección efectiva) B400S Eje y-y 2 unidades Eje z-z 2 unidades Diámetro armaduras Ø 8 E _s 200000 MPa γ _s 1 adim. Durabilidad Manual Recubrimiento 15 mm			Momento en Y-Y M _{y,Ed,max} 0 kN·m M _{y,Ed,min} 0 kN·m V _{y,Ed,max} 0 kN
			Momento en Z-Z M _{z,Ed,max} 0 kN·m M _{z,Ed,min} 0 kN·m V _{z,Ed,max} 0 kN
		Axil y flexión Independientes No	
Tipo de cálculo Imperfección de tabla			

Figura 3.7 - Módulo de introducción de datos.

Por otro lado, se presenta el módulo de resumen de resultados (Figura 3.8), subdividido en dos partes:

- Comprobaciones de resistencia e inestabilidad: Se verifica que el caso estudiado está dentro de los alcances del método simplificado, se obtiene el área de hormigón efectiva y se realizan las correspondientes comprobaciones frente a solicitaciones de compresión y de flexión uniaxial y biaxial.
- Disposiciones constructivas y durabilidad: Se realizan comprobaciones relativas a la geometría y durabilidad, como el recubrimiento mínimo y la cuantía máxima y mínima de las armaduras.

Las comprobaciones necesarias para que el elemento cumpla la normativa se muestran automáticamente en verde o en rojo, en función de si se verifican o no.

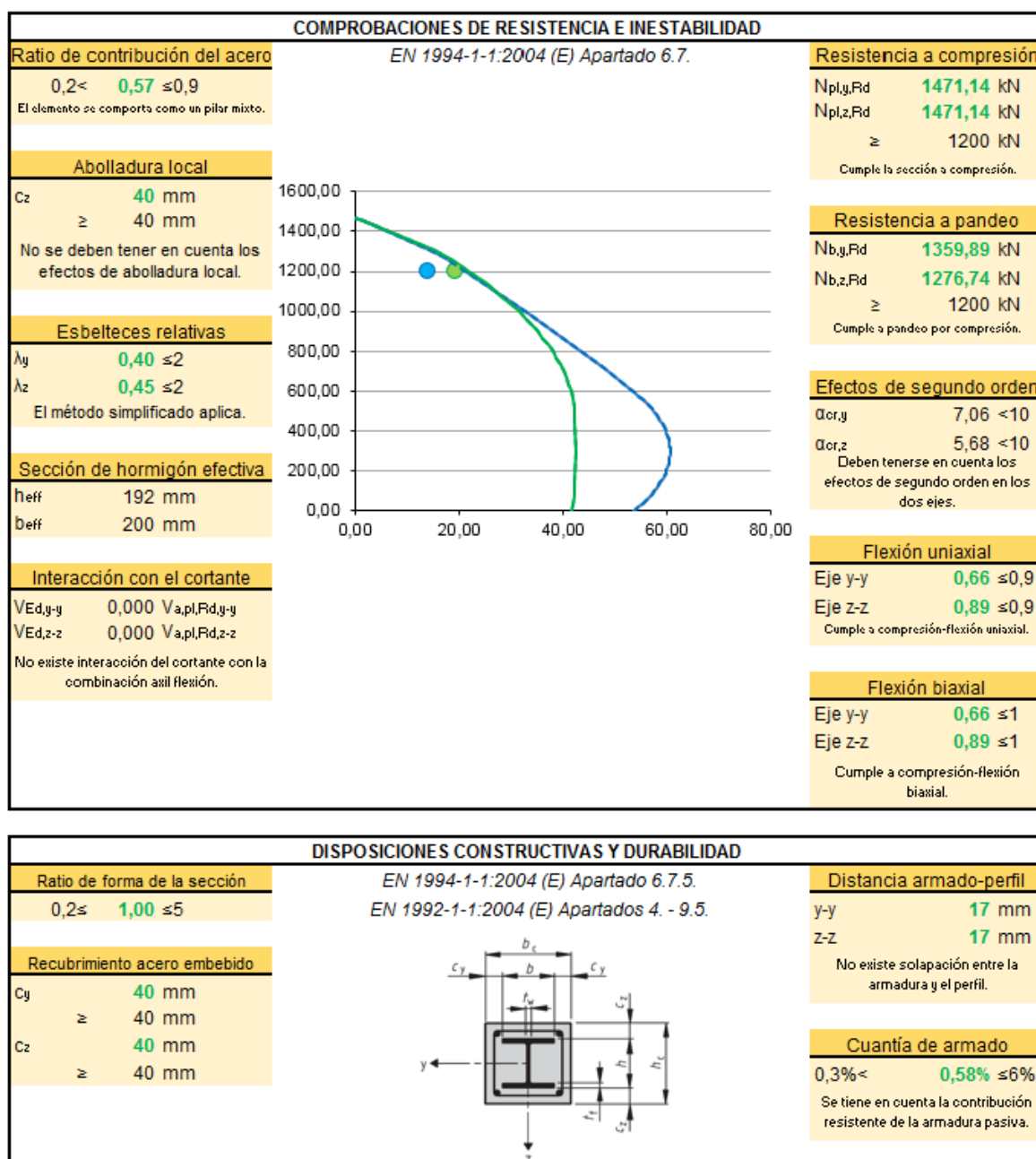


Figura 3.8 - Módulo de resumen de resultados.

3.6. Ejemplo de aplicación

A modo de ejemplo y para comprobar el correcto funcionamiento de la herramienta, se muestran de una manera más detallada los cálculos realizados para un caso concreto, el introducido en el apartado anterior (Figura 3.9 y Figura 3.10). Este resumen más amplio de resultados permite seguir de una manera más detallada el proceso que sigue la hoja de cálculo, permitiendo localizar fácilmente posibles condiciones que no se cumplan en el caso estudiado.

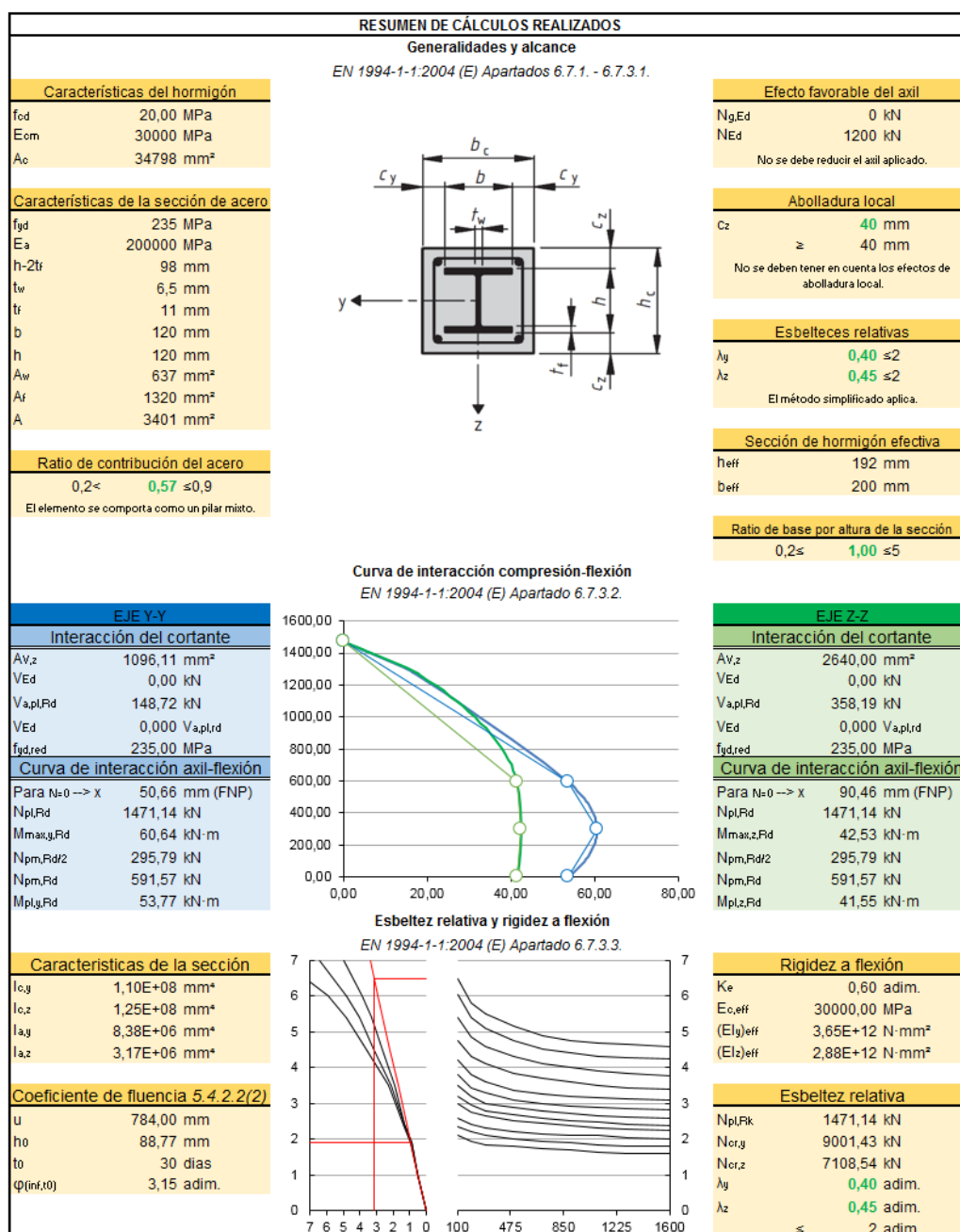


Figura 3.9 - Resumen de cálculos realizados (1/2).

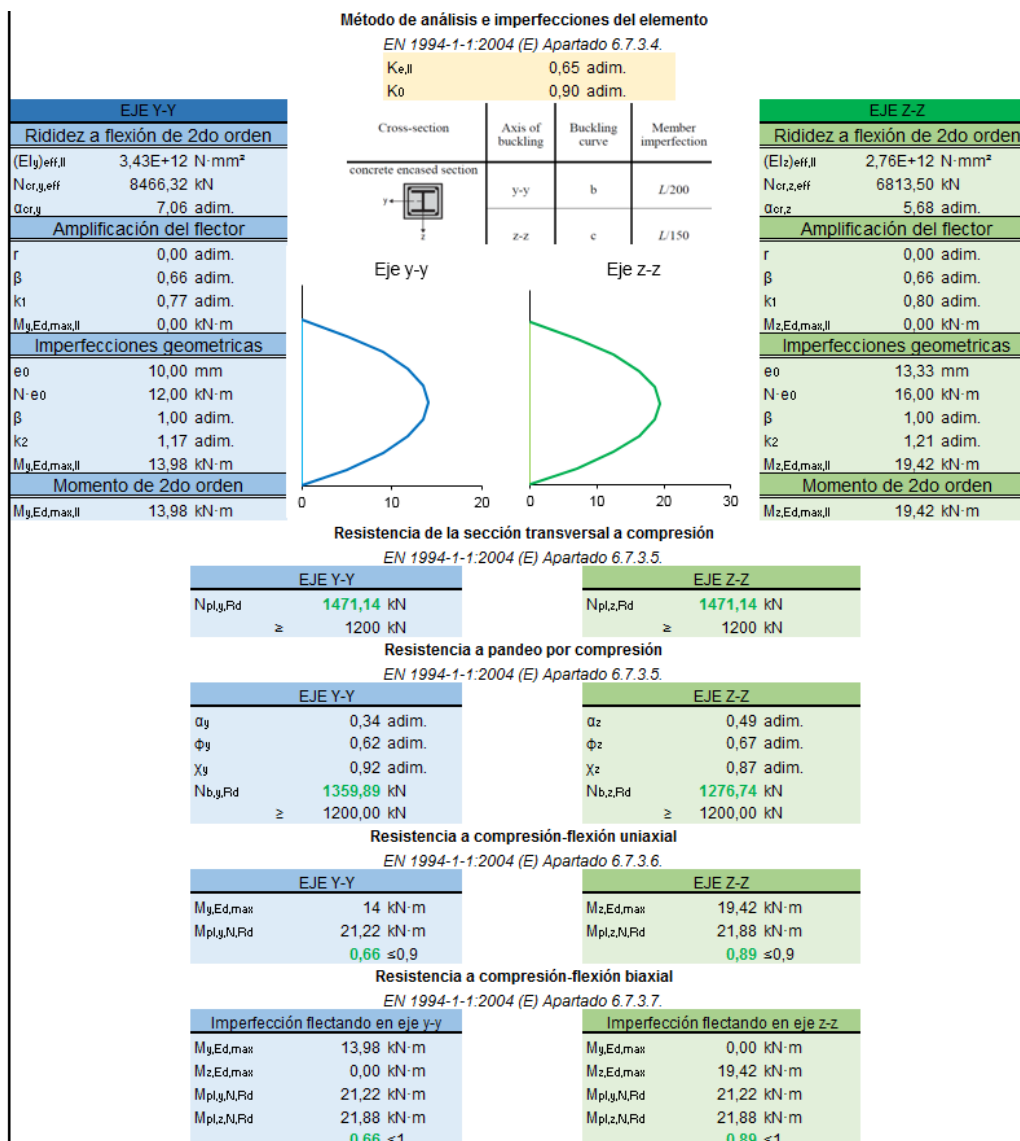


Figura 3.10 - Resumen de cálculos realizados (2/2).

CAPÍTULO 4

DESARROLLO DEL MODELO NUMÉRICO

4.1. Introducción

El presente capítulo expone y desarrolla los múltiples aspectos necesarios para la construcción de un modelo numérico que permita reproducir, de una manera precisa, ensayos experimentales de compresión simple en pilares mixtos de acero embebido en hormigón. El software informático utilizado para este modelo es Abaqus/CAE, código que utiliza el método de los elementos finitos, en el cual se introducen todos los aspectos necesarios para simular el comportamiento estructural de estos elementos.

En primera instancia, se presentan las diferentes características geométricas y resistentes, justificando su elección mediante referencias a estudios previos o a partir de sencillos estudios propios. Así pues, se muestra el proceso de creación de la geometría, introducción de las ecuaciones características e interacción entre materiales, condiciones de apoyo y carga, imperfecciones iniciales y el tipo y tamaño de elemento finito utilizado.

Por último, el modelo numérico es verificado mediante un análisis comparativo de resultados experimentales de ensayos previos y resultados obtenidos a partir del software Abaqus/CAE. Dicho análisis permite obtener una serie de conclusiones relativas a la adecuación del modelo para simular el fenómeno del pandeo de pilares mixtos y poder comprobar el estado último de este tipo de elementos.

4.2. Desarrollo del modelo

El estudio realizado en la presente tesina abarca la simulación de pilares mixtos que pueden estar compuestos por cuatro sub-secciones estructurales diferenciadas: perfil de acero estructural, armado longitudinal, armado transversal y hormigón. Recientes estudios, como los realizados por Sheikh *et al.* en 1982 y Mander *et al.* en 1988, muestran que el confinamiento provocado por las barras de armado crean dos zonas en pilares de hormigón armado. Estas zonas son el hormigón confinado, presente en las zonas centrales de la sección, y el hormigón sin confinar, presente en la parte exterior o recubrimiento de las armaduras.

En las secciones mixtas de acero embebido en hormigón sucede un fenómeno similar. El confinamiento se ve provocado por el perfil de acero y las armaduras. El nivel de confinamiento depende de factores como la forma del perfil metálico, el tamaño, distribución y espaciamiento entre barras de armado longitudinal, así como el diámetro y distancia entre barras de armado transversal. Además, las características

resistentes de los diferentes materiales implicados también tienen una gran incidencia. Desde un punto de vista analítico y teórico, la distribución de estas zonas ya ha sido presentada en la Figura 2.13.

Por otro lado, la utilización del método de los elementos finitos permite reproducir este fenómeno de manera intrínseca, sin la necesidad de realizar geometrías diferenciadas en el modelo. La interacción entre los elementos finitos que conforman los elementos estudiados genera una serie de esfuerzos internos que permiten simular el efecto del confinamiento.

4.2.1. Geometría

La generación de la geometría es el primero de los pasos necesarios para la creación del modelo. Dependiendo de las características de los diferentes elementos, se utilizan opciones diferentes presentes en el código de Abaqus/CAE. La geometría se genera en 3 pasos diferenciados (Figura 4.1): a) barras de armado longitudinal y transversal mediante la opción “3D-Deformable-Wire-Planar”; b) perfil de acero estructural en doble T mediante el comando “3D-Deformable-Solid-Extrusion”; y c) hormigón que envuelve estos elementos a partir de la opción “3D-Deformable-Solid-Extrusion”.

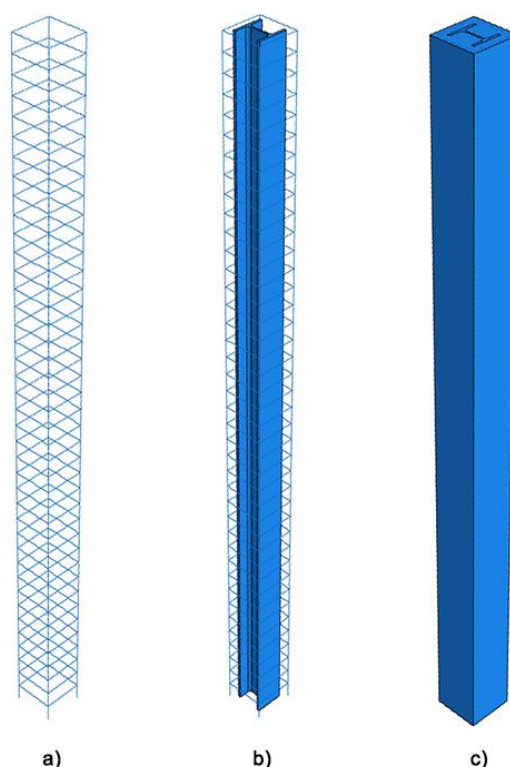


Figura 4.1 - Pasos para la modelación de pilares mixtos de acero embebido en hormigón: a) Armado longitudinal y transversal; b) Perfil metálico; y c) Hormigón.

De esta manera, el acero del perfil metálico y el hormigón del modelo actúan como elementos 3D sólidos y las barras de armado, como elementos tipo alambre o cable, según la teoría de los elementos finitos.

4.2.2. Materiales

El comportamiento del acero que forma el perfil y las barras de armado se define mediante un diagrama tensión-deformación bilineal simplificado (Figura 4.2), tal y como recomienda la Instrucción de Acero Estructural (2012). Los valores utilizados para dicho diagrama son característicos, sin considerar ningún coeficiente parcial para la resistencia γ_M . Se asume que el comportamiento del material es idéntico en tracción y en compresión.

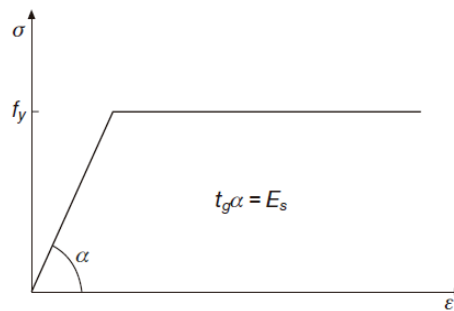


Figura 4.2 - Diagrama tensión-deformación bilineal (EAE, 2012).

Por otro lado, el módulo de elasticidad considerado es de 200.000 N/mm² y el coeficiente de Poisson de 0,3.

La ecuación característica para el hormigón se obtiene directamente de las ecuaciones propuestas por el EC2, 3.1.5, especialmente desarrolladas para análisis estructurales no lineales. La relación entre σ_c y ϵ_c , graficada en la Figura 4.3, se define mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}$$

donde:

- $\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1}$.
- ϵ_{c1} es la deformación para la tensión máxima.
- $k = 1,05 E_{cm} \times |\epsilon_{c1}| / f_{cm}$.

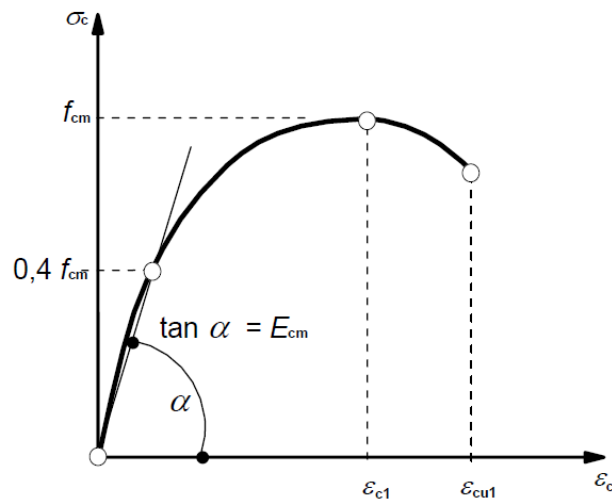


Figura 4.3 - Representación esquemática de la relación tensión-deformación para un análisis estructural (EC2, 2004).

De la misma manera que para el acero estructural, no se tiene en cuenta ningún tipo de coeficiente parcial para la resistencia γ_c . La formulación presentada se ha aplicado para la resistencia característica y los valores correspondientes de E_{cm} , ϵ_{c1} y ϵ_{cu1} se obtienen de la Tabla 3.1 del EC2. El coeficiente de Poisson considerado es de 0,2.

Dichas características se introducen en el software Abaqus/CAE mediante el modelo CDP (*Concrete Damaged Plasticity*). Este modelo utiliza el criterio de resistencia Drucker-Prager, donde el fallo se determina según la energía de deformación y la superficie de rotura asume la forma de un cono en un espacio de tensiones (Figura 4.4). La principal ventaja de este criterio es la simetría de la superficie generada y, por lo tanto, la rapidez de cálculo. Por otro lado, no representa de manera totalmente precisa el comportamiento del hormigón. El modelo CDP corrige dicho criterio a partir de un parámetro K_c que modifica la superficie de rotura en su sección según el plano desviador (Figura 4.5).

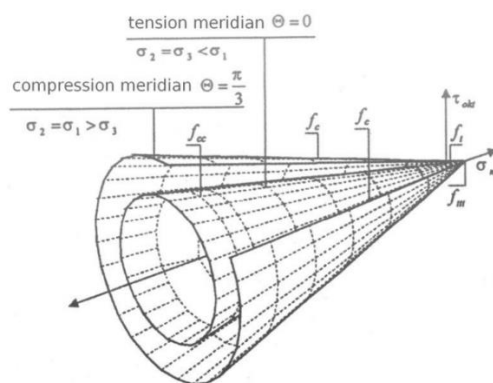


Figura 4.4 - Vista en tres dimensiones de la superficie de Drucker-Prager (Kmieciak et al., 2011).

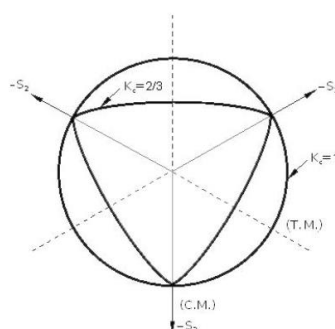


Figura 4.5 - Sección según el plano desviador de la superficie de rotura en el modelo CDP (Kmieciak et al., 2011).

El modelo también corrige la forma del plano meridional en el espacio de tensiones. Ciertos resultados experimentales indican que los meridianos son curvas, por lo que en el modelo CDP se asumen éstos como hipérbolas. La forma se ajusta mediante un parámetro llamado excentricidad (ϵ). Es un valor positivo que expresa el nivel de aproximación de la hipérbola a su asíntota. La consideración de una excentricidad nula significa considerar que la superficie en su plano meridional es una recta, al igual que en el criterio Drucker-Prager.

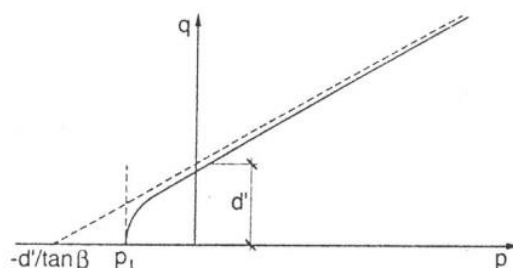


Figura 4.6 - Forma hiperbólica de la superficie del modelo CDP en su plano meridional (Kmieciak et al., 2011).

Es necesario para conocer el punto en el cuál sobreviene el fallo por compresión biaxial. f_{b0}/f_{c0} es una relación entre la resistencia biaxial y la resistencia uniaxial. El manual de usuario de Abaqus/CAE (2010) utiliza un valor por defecto de 1,16 para dicha relación.

Otro parámetro necesario para caracterizar el hormigón es el ángulo de dilatancia (ψ), definido como el ángulo de inclinación de la superficie de fallo según el eje hidrostático, a partir del plano meridional. También se puede interpretar como el ángulo de fricción interna del hormigón.

Este modelo utiliza el concepto de elasticidad isotrópica dañada y plasticidad isotrópica a tracción y compresión para representar el comportamiento no lineal del hormigón. El modelo asume que la respuesta uniaxial a tracción y compresión se caracteriza por una plasticidad dañada o fracturada. Bajo cargas uniaxiales de compresión la respuesta es lineal hasta que se alcanza un valor de tensión límite. Bajo cargas de tracción, la respuesta sigue una relación lineal elástica hasta que se alcanza la tensión de fallo (Figura 4.7). Dicha tensión se asume como el 10% de la resistencia a compresión (Ellobody *et al.*, 2010a). La rama de relajación del comportamiento a tracción se representa linealmente, definiendo su pendiente por la energía de fractura $G_f=0,12$ N/mm, tal y como recomienda el CEB (1996) y el manual de Abaqus/CAE (2010).

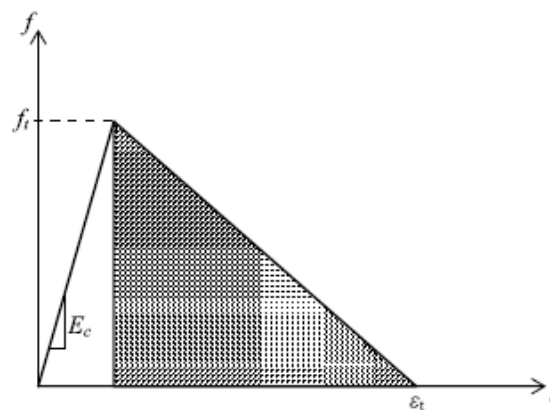


Figura 4.7 - Respuesta del hormigón a tracción uniaxial (Ellobody *et al.*, 2010a).

Es necesario introducir los valores de los parámetros comentados anteriormente, extraídos de las recomendaciones realizadas por Nielsen *et al.* (1998) y Jankowiak *et al.* (2005) para el caso de un hormigón convencional.

- Ángulo de dilatancia (ψ) = 31°
- Excentricidad (ϵ) = 0
- $f_{b0}/f_{c0} = 1,12$
- $K_c = 0,667$

4.2.3. Interacción hormigón-acero

El comportamiento de las superficies del perfil metálico y el hormigón que están en contacto se han modelado mediante la opción “*Surface-to-surface contact*”. Este método requiere definir una superficie maestra y una esclava. El modelo establece como superficie maestra el hormigón que envuelve el perfil de acero y las caras exteriores del perfil son las superficies esclavas. Por lo tanto, los elementos hallados en las caras exteriores del perfil doble T se desplazan en función de su superficie maestra, el hormigón que está en contacto. Se configuran las características de la interacción como un “*Hard Contact*”, permitiendo la separación de ambas superficies pero nunca su superposición. Se transmiten las fuerzas normales entre ambas superficies y se aplica un coeficiente de fricción de 0,25 (Ellobody *et al.*, 2006).

Por otro lado, la interacción entre el hormigón y las barras de armado se genera utilizando el comando “*Embedded region*”, entendiendo como región embebida las barras longitudinales y transversales y como huésped el resto del modelo.

4.2.4. Condiciones de contorno

Los elementos estudiados son biarticulados, de manera que la longitud real introducida en el elemento resulta ser la longitud efectiva de pandeo. Con tal de obtener apoyos articulados, se genera un punto de referencia sobre el cual pivotan el resto de puntos que forman las secciones finales del elemento. Este paso se realiza mediante la opción “*Rigid Body*” y el tipo de restricción “*Pin*”. El aspecto final del paso en la interfaz del software se muestra en la Figura 4.8, siendo la superficie violeta la región que pivota según el punto de referencia RP-1. Este primer paso permite que las superficies extremas se desplacen conjuntamente y permanezcan planas.

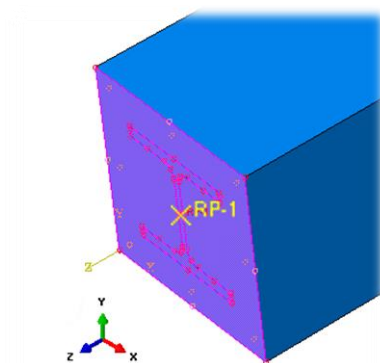


Figura 4.8 - Selección de superficie restringida a punto de referencia.

Para configurar el apoyo es necesario aplicar las restricciones de giro y desplazamiento pertinentes al punto de referencia. Al tratarse de articulaciones, en el extremo donde se aplica la carga se restringen los desplazamientos laterales (ejes X e Y) y en la base se fijan todos ellos (ejes X, Y y Z). En ambos se restringe también el giro en el eje Z-Z para que no aparezca el fenómeno de la torsión (Figura 4.8).

Por último, la aplicación de la carga se introduce mediante una fuerza concentrada en uno de los puntos de referencia. Éste último reparte la carga total de manera uniforme en la sección transversal, evitando cualquier posible concentración de tensiones.

4.2.5. Imperfección inicial

El modo de pandeo de los pilares mixtos fue obtenido mediante un análisis de autovalores a partir de la geometría real de los elementos y las propiedades elásticas de los materiales. El primer modo de pandeo, alrededor del eje débil, es el que se utiliza para el análisis no lineal (Figura 4.9). Puesto que la deformada de pandeo generada por Abaqus/CAE se normaliza a 1,0, la geometría del elemento debe factorizarse por una imperfección geométrica inicial. Estudios previos sostienen la validez de una imperfección equivalente a $L/2000$ para el caso específico de pilares con sección mixta, siendo L la longitud efectiva de pandeo (Anslijn *et al.*, 1974; Matsui, 1979; SSRG Task Group 20, 1979; Chen *et al.*, 1996; Tsai *et al.*, 1996). El modo de pandeo se factoriza con dicha imperfección geométrica y se introduce en el código del análisis no lineal utilizando el comando “*Imperfection*” disponible en Abaqus/CAE.



Figura 4.9 - Primer modo de pandeo de un pilar mixto de 3 metros de longitud.

Pese a la presencia de varios autores que sostienen la utilización de una imperfección $L/2000$, se realiza un estudio previo que corrobore su validez para alguno de los casos estudiados en la presente tesina. Los casos escogidos para este estudio previo son pilares mixtos de 3 y 4 metros de longitud con una sección transversal compuesta por un perfil metálico HEB 120 y 4 barras de armado de 8 mm de diámetro y 15 mm de recubrimiento embebidos en una sección de hormigón de 200x200 mm (Figura 4.10). Además, cuentan con un armado transversal de cercos de 4 mm de diámetro con una separación de 75 mm entre ellos.

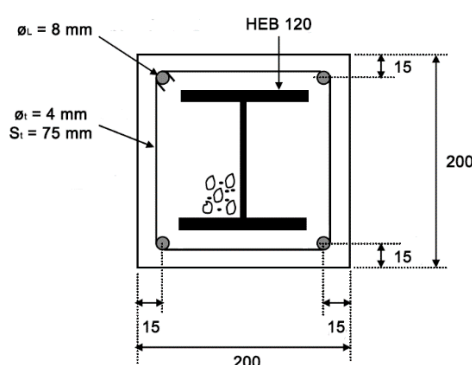


Figura 4.10 - Sección transversal de los casos del estudio previo de la imperfección geométrica inicial (cotas en mm).

En cuanto a las características resistentes de los materiales, el hormigón estudiado tiene una resistencia característica a compresión de 20 MPa, el acero estructural cuenta con un límite elástico de 275 MPa y el acero de refuerzo tiene un límite elástico de 400 MPa. Los análisis se realizan utilizando elementos finitos C3D8 y T3D2 y un tamaño de malla de 30x30x30 mm, debidamente justificados en el siguiente apartado.

A partir de este caso particular, se simula un análisis no lineal en Abaqus/CAE para diferentes imperfecciones geométricas iniciales. De esta manera, se observa la influencia de este parámetro en la obtención de la carga última a compresión simple y su flecha correspondiente. Las imperfecciones iniciales estudiadas son: $L/150$, $L/500$, $L/1000$, $L/2000$, $L/5000$, $L/10000$ y L/∞ . Esta última hace referencia a una imperfección inicial nula. Una vez simulados estos casos en el software informático, se grafican los resultados en la Figura 4.11 y Figura 4.12. En el eje de abscisas se representa el denominador de la imperfección inicial, a partir de un valor de 20000, dado que los resultados para un denominador igual a infinito no son representables.

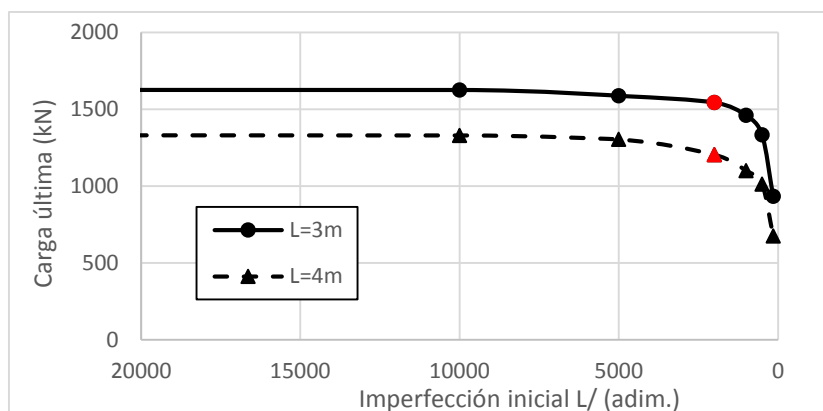


Figura 4.11 - Estudio previo de la carga última en función de la imperfección inicial.

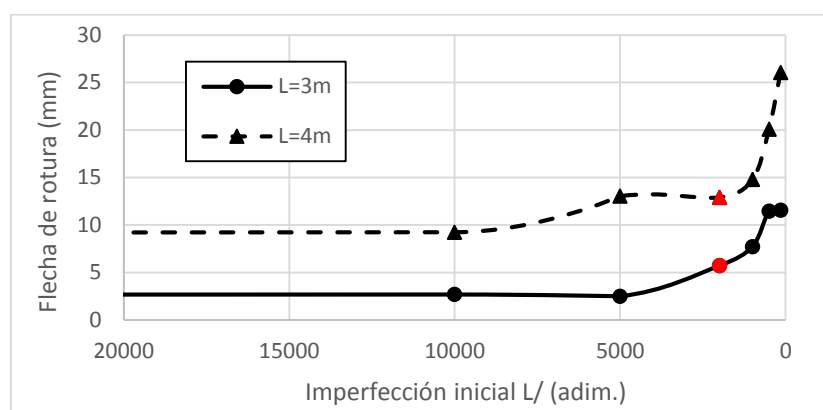


Figura 4.12 - Estudio de la flecha de rotura en función de la imperfección inicial.

En la Figura 4.11 se observa una caída brusca de la carga última para imperfecciones iniciales con denominadores menores de 2000 (en rojo). Además, se observa la misma tendencia para las dos longitudes estudiadas. En cuanto al estudio de la flecha en rotura, la convergencia no es tan clara. De todos modos, también se observa que para imperfecciones mayores que $L/2000$ (en rojo), la flecha aumenta considerablemente. Por lo tanto, a partir de este estudio previo y de la bibliografía ya existente, se concluye que la imperfección inicial geométrica de $L/2000$ es apta para la obtención de la carga última y de la flecha en rotura de los elementos estudiados en la presente tesina.

4.2.6. Elementos y tamaño de malla

La geometría de los pilares mixtos se discretiza con una combinación de dos elementos en 3D: para los modelos tipo sólido (acero estructural y hormigón), se utiliza el elemento C3D8, y para los modelos tipo cable (acero de armadura), se escoge el elemento T3D2 (Figura 4.13). Ambos, presentes en la librería de Abaqus/CAE, tienen 3 grados de libertad por nodo y consiguen reproducir de manera precisa los fenómenos implicados en el pandeo de los elementos estudiados (Ellobody *et al.*, 2010a).

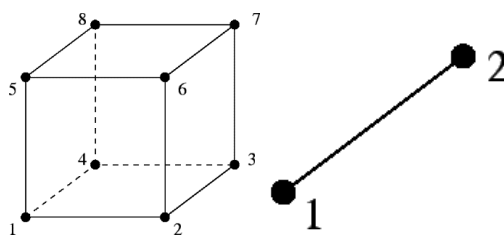


Figura 4.13 - Elementos finitos utilizados en el modelo. C3D8 (izquierda) y T3D2 (derecha).

Con el objetivo de reducir el tiempo de cálculo por ordenador y agilizar el proceso de obtención de resultados en posteriores estudios, se realiza un segundo estudio previo relativo al tamaño de los elementos finitos. Para este estudio, se escoge un caso base, cuyas características están especificadas en el apartado anterior, modificando su longitud por 2 metros. La Figura 4.14 muestra la geometría de dicho caso.

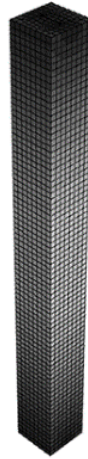


Figura 4.14 - Caso para el estudio del tamaño de malla.

La elección de los tamaños de malla a estudiar se fijan a partir del artículo de Ellobody *et al.* (2010a), donde se recomienda la utilización de elementos de 10x10x25 mm, siendo el último parámetro relativo a la dimensión longitudinal del elemento. La malla generada a partir de estos elementos resulta muy densa y muy costosa, por lo que se decide estudiar la precisión de mallas menos densas. Los tamaños de elemento estudiados se muestran, para una sección transversal cualquiera del caso base, en la Figura 4.15. La generación de esta malla se configura como no estructurada, dada la geometría discontinua de la sección.

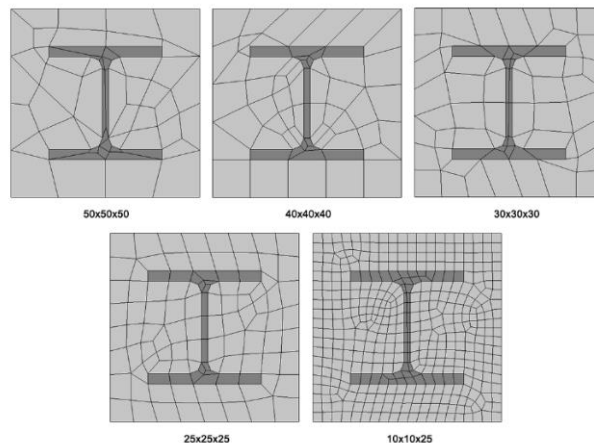


Figura 4.15 - Tamaños de malla estudiados en la sección transversal del caso base.

En la Figura 4.16 se representa el caso estudiado. En abscisas se grafica el número total de nodos generados a partir de los correspondientes tamaños de malla y, en ordenadas, la carga última a compresión simple en kN.

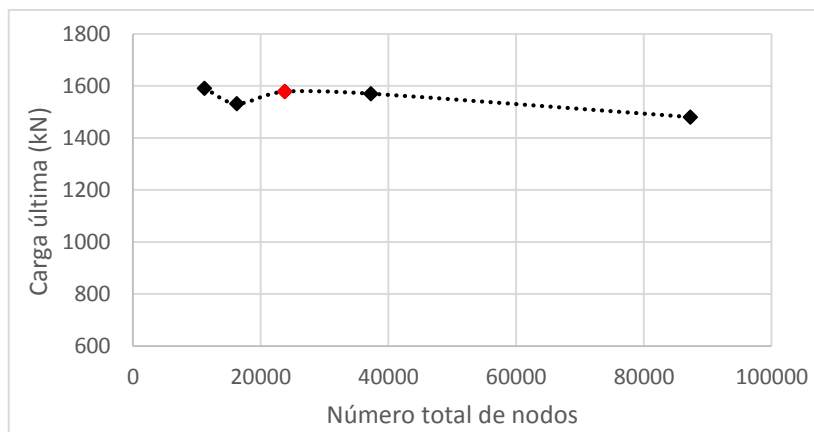


Figura 4.16 - Estudio de la carga última en función del tamaño de malla del elemento.

Pese a la observación de cierta discontinuidad para los tamaños de malla más groseros, la solución empieza a converger a partir del tamaño de elemento de 30x30x30 mm (en rojo). El error cometido respecto al tamaño de 10x10x25 mm es menor del 7% y el ahorro de tiempo de cálculo del software es mayor que el 91%. A partir de este estudio previo, se concluye que el tamaño de elemento de 30x30x30 mm (Figura 4.17) es lo suficientemente preciso y eficiente como para que sea utilizado en los posteriores estudios de la tesina.

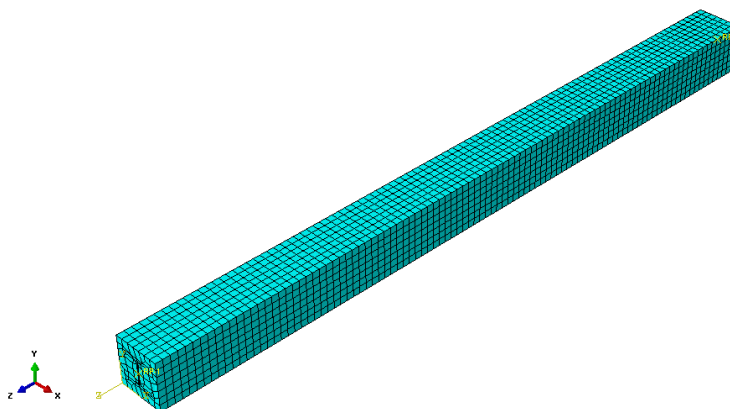


Figura 4.17 - Mallado con elementos de 30x30x30 mm del caso base.

4.3. Verificación del modelo

4.3.1. Ensayos experimentales previos

Para verificar que el modelo desarrollado reproduce de una manera precisa el fenómeno del pandeo en los elementos estudiados, se debe realizar un análisis comparativo entre los resultados obtenidos mediante ensayos experimentales y los calculados numéricamente con el software Abaqus/CAE. De esta manera, se espera que las simulaciones numéricas puedan evitar la realización de un gran número de ensayos experimentales, reduciendo el tiempo de obtención de resultados y costes de laboratorio, permitiendo comprender el comportamiento de pilares mixtos hormigón-acero con una gran precisión.

El modelo de elementos finitos para la simulación de pilares mixtos hormigón-acero biarticulados sometidos a compresión simple, desarrollado en la presente tesina, se verifica ante diferentes ensayos detallados por los autores Kato (1996), SSRC Task Group 20 (1976), Chen *et al.* (1996) y Tsai *et al.* (1996). Como se observa en la Figura 4.18, las secciones estudiadas son varias, abarcando la verificación de elementos sin armadura, con armadura transversal y barras de armadura longitudinal.

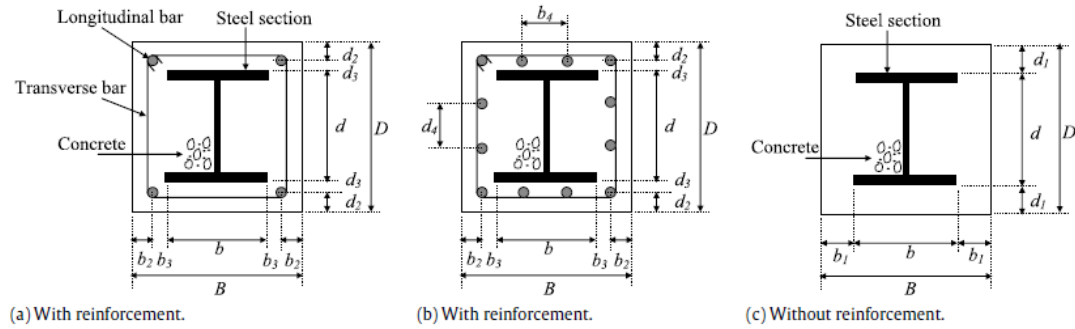


Figura 4.18 - Tipos de secciones transversales verificadas (Ellobody, 2010a).

En la Tabla 4.1 se especifican las esbelteces relativas de los elementos, así como sus dimensiones globales, las dimensiones del perfil metálico, la distribución del armado y las resistencias características de los materiales implicados, siendo L_{ef} la longitud de pandeo del elemento, f_c la resistencia característica del hormigón, f_{ys} el límite elástico del acero del perfil metálico y f_{yr} el límite elástico del acero de refuerzo. Las variables que definen los perfiles de acero estructural (h , b , t_w y t_f) se presentan en la Figura 4.19.

Tabla 4.1 - Dimensiones globales y propiedades de los materiales de los casos verificados.

Test	$\bar{\lambda}$	Dimensiones			Perfil Tipo $h \times b \times t_w \times t_f$ (mm)	Armado	Materiales			Ref.
		B (mm)	D (mm)	L_{ef} (mm)			f_c (MPa)	f_{ys} (MPa)	f_{yr} (MPa)	
17	0,25	240	240	1282	H 140x140x7x12	Figura 4.18(c)	23,4	276	376	[1]
15	0,48	240	240	2488	H 140x140x7x12	Figura 4.18(c)	26,7	276	376	
1	0,26	160	160	924	H 100x100x6x8	Figura 4.18(a)	14,8	306	376	[1]
2	0,66	160	160	2309	H 100x100x6x8	Figura 4.18(a)	17,1	298	376	
A	0,06	165,1	177,8	229	UB 127x114x10,2x11,5	Figura 4.18(a)	18,0	248	376	[2]
B	0,33	165,1	177,8	1168	UB 127x114x10,2x11,5	Figura 4.18(a)	18,0	248	376	
C	0,59	165,1	177,8	2083	UB 127x114x10,2x11,5	Figura 4.18(a)	18,0	248	376	
SRC1	0,19	280	280	1200	H 150x150x7x10	Figura 4.18(b)	29,5	296	350	[3,4]
SRC2	0,19	280	280	1200	H 150x150x7x10	Figura 4.18(b)	28,1	296	350	
SRC3	0,19	280	280	1200	H 150x150x7x10	Figura 4.18(b)	29,8	296	350	

[1] Kato (1996); [2] SSRC Task Group 20 (1976); [3] Chen *et al.* (1996); [4] Tsai *et al.* (1996)

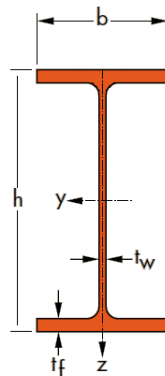


Figura 4.19 - Variables que definen la sección transversal de un perfil metálico.

En la Tabla 4.2 se muestran las dimensiones específicas de la sección mixta y la distribución del armado, siguiendo la nomenclatura especificada en la Figura 4.18. Los casos analizados son de características diversas, tanto en las dimensiones seccionales y del elemento como en la disposición y cuantía de armadura. Tal y como se especifica en las referencias, los especímenes se sitúan en un rango de esbelteces relativas comprendido entre 0,06 y 0,66. Esto permite estudiar la fiabilidad del modelo frente al fenómeno de rotura por compresión, en el caso de pilares cortos, y frente a la flexión por pandeo, para los pilares más esbeltos.

Tabla 4.2 - Dimensiones de la sección mixta y detalles del armado de los casos verificados.

Test	Dimensiones de la sección mixta										Armado				Ref.
	<i>b</i>	<i>b</i> ₁	<i>b</i> ₂	<i>b</i> ₃	<i>b</i> ₄	<i>d</i>	<i>d</i> ₁	<i>d</i> ₂	<i>d</i> ₃	<i>d</i> ₄	Long.		Trans.		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	Nº	Ø	S (mm)	Ø	
17	140	50	-	-	-	140	50	-	-	-	-	-	-	-	[1]
15	140	50	-	-	-	140	50	-	-	-	-	-	-	-	
1	100	30	19	11	-	100	30	19	11	-	4	6	75	4	[1]
2	100	30	19	11	-	100	30	19	11	-	4	6	75	4	
A	114,3	25,4	14,4	11	-	127	25,4	14,4	11	-	4	6	75	4	[2]
B	114,3	25,4	14,4	11	-	127	25,4	14,4	11	-	4	6	75	4	
C	114,3	25,4	14,4	11	-	127	25,4	14,4	11	-	4	6	75	4	
SRC1	150	65	34	31	88	150	65	34	31	88	12	12	140	8	[3,4]
SRC2	150	65	34	31	88	150	65	34	31	88	12	12	75	8	
SRC3	150	65	34	31	88	150	65	34	31	88	12	12	35	8	
[1] Kato (1996); [2] SSRC Task Group 20 (1976); [3] Chen <i>et al.</i> (1996); [4] Tsai <i>et al.</i> (1996)															

[1] Kato (1996); [2] SSRC Task Group 20 (1976); [3] Chen *et al.* (1996); [4] Tsai *et al.* (1996)

Mientras que en la mayoría de los casos se pretende observar la influencia de la esbeltez relativa en la carga última que es capaz de soportar el elemento, en los casos SRC1, SRC2 y SRC3 se varía la separación entre cercos de la armadura transversal, manteniendo la longitud efectiva, para observar si el modelo tiene en cuenta la contribución de dicha armadura transversal.

Por lo tanto, el análisis comparativo que se muestra a continuación no sólo sirve como verificación del buen funcionamiento del modelo, sino que permite observar las características que el modelo es capaz de reproducir de una manera más efectiva frente a la normativa analizada en la presente tesina, el EC4. Las conclusiones obtenidas a partir de este estudio previo permiten establecer una estrategia específica en la campaña experimental, con el objetivo de obtener conclusiones más precisas para los diferentes fenómenos implicados.

4.3.2. Contrastación con el modelo numérico y el EC4

La aplicación del modelo a los ensayos descritos previamente permite obtener la carga última de rotura, que es comparada con la experimental en la Figura 4.20. Además, se utiliza la herramienta automatizada de cálculo expuesta en el Capítulo 3 para la obtención de la carga última de pandeo según el EC4, mediante la metodología del caso general. Estos datos son graficados en función de la carga última experimental, normalizando los resultados de manera que los datos inferiores a la unidad se entienden como conservadores y los superiores a la unidad del lado de la inseguridad.

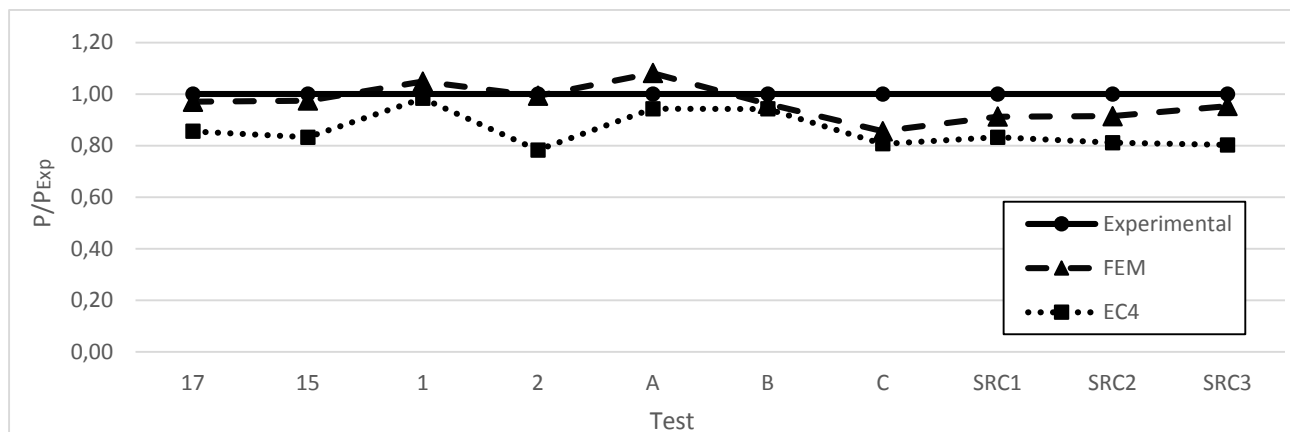


Figura 4.20 - Análisis comparativo entre resultados experimentales y los derivados del modelo numérico y de la aplicación del EC4.

El análisis de los resultados permite observar cómo el modelo numérico representa de forma satisfactoria la carga última experimentada por un pilar mixto sometido a compresión simple, sobre todo para los elementos con una esbeltez mayor (casos 15 y 2). Por otro lado, para los pilares más cortos, se experimenta un error inseguro del 5% en alguno de los casos. Considerando que en la obtención de resultados experimentales pueden influir características no especificadas en los artículos o peculiaridades propias de la toma de datos en laboratorio, se entiende como un error admisible.

Los resultados obtenidos a partir del EC4 muestran una mayor precisión para los elementos cortos, alejándose notablemente de la solución experimental a medida que la esbeltez aumenta. Este fenómeno se observa de una manera notable para los tests 1 y 2, donde la precisión pasa del 98% al 78% modificando la longitud efectiva del elemento de 924 a 2309 mm. Para el caso del modelo numérico, la precisión del cálculo pasa de un 105% a un 99%, mostrándose su deformada y tensiones máximas y mínimas en la Figura 4.21.

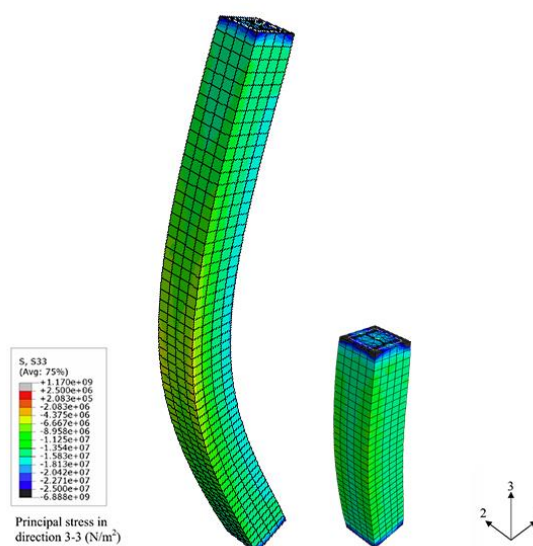


Figura 4.21 - Deformada y rango de tensiones longitudinales para los tests 2 (izquierda) y 1 (derecha) en la carga de rotura (escala 1:50).

En cuanto a los casos SRC, el modelo reproduce un incremento de resistencia notable únicamente a partir de la inclusión de un mayor número de cercos o armado transversal. Por el contrario, la normativa del EC4 no tiene en cuenta la ganancia de resistencia proporcionada por estos elementos, por lo que el resultado final se va alejando del experimental a medida que disminuye la distancia entre cercos consecutivos.

4.3.3. Conclusiones

Un análisis comparativo de las cargas últimas, obtenidas experimental y numéricamente y mediante la aplicación del EC4, permite llegar a una serie de conclusiones que sirven tanto para la validación del modelo como para justificar posteriores estudios. El estudio previo de validación del modelo, que consta de 10 casos experimentales, muestra una precisión media del modelo del 97%, con una desviación estándar del 7%, mientras que la solución obtenida mediante el EC4 muestra un promedio del 86%, con la misma desviación estándar.

Respecto a la validación del modelo frente a los casos estudiados, se observa que:

- El modelo reproduce con gran exactitud la carga última para pilares con una esbeltez media (0,3-0,66), obteniéndose una precisión media del 95%, siempre del lado conservador.
- Existe una pequeña sobreestimación de la carga última para alguno de los pilares cortos, nunca mayor del 7%, posiblemente achacable a la falta de datos relativos a los ensayos experimentales y a incertidumbres de laboratorio.
- El modelo tiene en cuenta la ganancia de resistencia aportada por la armadura transversal, de acuerdo con lo que indican los ensayos SRC.

Mediante la comparación de los resultados obtenidos por Abaqus/CAE y los calculados mediante la herramienta informática, se señalan puntos de gran importancia para programar un posterior estudio en profundidad:

- La normativa del EC4 subestima la carga última de rotura para todos los casos estudiados, algo que señala la necesidad de optimizar la formulación.
- Para el caso de pilares cortos, con esbelteces entre 0,06 y 0,26, la precisión es del 87%. Este fenómeno señala la posible generación de confinamiento en el hormigón que reside entre las alas del perfil metálico, tal y como señalan algunos autores.
- En los pilares más esbeltos (0,48-0,66), la precisión se reduce hasta un 81%, por lo que factores presentes en la normativa como la rigidez efectiva, imperfección global equivalente o curvas de pandeo pueden afectar negativamente a la obtención del resultado final.
- En los tests SRC se recuerda la no consideración en dicha normativa del efecto beneficioso de la inclusión de armado transversal en la resistencia estructural del elemento. Por lo tanto, a medida que se va reduciendo la distancia entre cercos, la formulación recogida en el EC4 obtiene valores de carga última que se van alejando del resultado experimental.

En definitiva, el modelo se presenta como una herramienta útil en la reproducción y simulación de la carga última a compresión simple que es capaz de alcanzar un pilar mixto de acero embebido en hormigón. Por otro lado, se evidencia la necesidad de calibrar ciertos factores presentes en la normativa del EC4 para formular con más precisión, desde el punto de vista práctico, este fenómeno. Por lo tanto, se justifica la necesidad de un estudio en profundidad de la formulación presente en el EC4, así como la utilización del modelo desarrollado para obtener resultados fiables en los que apoyarse para optimizar dicha normativa.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE PILARES MIXTOS. ESTUDIOS PARAMÉTRICOS

5.1. Introducción

Este capítulo pretende realizar, a través de un análisis comparativo entre los resultados obtenidos mediante el modelo numérico y la aplicación del EC4, un estudio profundo del comportamiento de pilares mixtos esbeltos sometidos a compresión simple. El estudio se realiza mediante la simulación de diferentes prototipos utilizando el modelo numérico ya verificado, determinando la influencia de diferentes parámetros o variables de diseño, y observando si tales parámetros son considerados, o no, de forma eficiente en las formulaciones de dimensionamiento recogidas en el EC4.

En primer lugar, se presenta la estrategia inicial del estudio, planteando los parámetros que se quieren verificar analíticamente. Los casos a estudiar se programan en función de los problemas ya observados en la bibliografía existente, fenómenos comentados en el capítulo del estado del arte y los resultados mostrados en el apartado de verificación del modelo numérico. Además, se genera una nomenclatura para designar a cada uno de los casos, con el objetivo de identificar fácilmente las características de cada uno de ellos.

Seguidamente, se procede a mostrar los resultados obtenidos para cada uno de los casos programados. En este apartado se identifican diferentes fenómenos que aparecen en el modelo numérico y la influencia de diversas características en la obtención final de la carga última y la deformada en rotura. Una vez comprendidas las características del modelo, se comparan dichos resultados con los obtenidos mediante el EC4, diferenciando entre diversos análisis posibles, en función de la metodología presentada en el Capítulo 3. Algunos de los parámetros estudiados son las resistencias de los materiales, la esbeltez, el recubrimiento de hormigón y la cuantía de armadura longitudinal y transversal. Este análisis comparativo permite observar la influencia de alguno de los factores implicados en el cálculo, pudiéndose calibrar alguno de los parámetros con el objetivo de obtener resultados más precisos.

Por último, el estudio paramétrico que es llevado a cabo permite extraer una serie de conclusiones acerca de la validez del modelo numérico en un sentido más amplio y global, identificando los fenómenos que éste reproduce y si éstos son acordes a la realidad. Del mismo modo, se interpretan los resultados obtenidos a partir del EC4, comentando su precisión en comparación con el modelo numérico y proponiendo una serie de calibraciones para algunos factores, aplicables a los casos estudiados.

5.2. Estrategia del estudio

El análisis comparativo planteado tiene como objetivo el estudio del comportamiento estructural de pilares mixtos de acero embebido en hormigón frente a solicitaciones de compresión simple. La identificación de los fenómenos implicados en la resistencia de estos elementos en el Capítulo 2 y la verificación del modelo en el Capítulo 4 permiten diseñar una estrategia de campaña a partir de la cual observar la precisión de cálculo de la normativa europea.

Como planteamiento inicial, se presentan los objetivos principales del estudio:

- Verificar la existencia de un confinamiento real del hormigón en algunas zonas de la sección transversal mixta y, si es así, determinar de qué factores depende.
- Observar la precisión de la normativa en la consideración del fenómeno del pandeo global. Análisis comparativo entre las diferentes opciones incluidas en el EC4, según la metodología presentada en la Figura 3.6.
- Estudiar la influencia de diversos parámetros existentes en la normativa en la obtención de la carga última. La intención es modificar alguno de estos factores con el objetivo de calibrar los resultados analíticos para los casos específicos analizados.
- Determinar la precisión de la normativa en función del área de hormigón en la sección transversal mixta, observando la influencia de factores como el fenómeno de abolladura local del perfil metálico y el efecto del área eficaz en el hormigón.

A partir de los fenómenos a estudiar, se enumeran una serie de características que pueden influir sobre ellos. Las múltiples combinaciones entre estos parámetros definen los casos planteados para el estudio. Por lo tanto, las características estudiadas son:

- Las resistencias últimas de los materiales implicados.
- La longitud efectiva del elemento.
- El recubrimiento del perfil metálico y, por lo tanto, el área de hormigón de la sección mixta.
- La cuantía de armadura longitudinal.
- La separación entre cercos de la armadura transversal.

Así pues, se generan una serie de combinaciones de las características enumeradas en función del tipo de estudio que se quiere realizar y se definen los rangos de análisis para dichas variables en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 - Resumen del estudio desarrollado.

<i>Estudio</i>	<i>Variables</i>	<i>Rango</i>	<i>Unidades</i>	<i>nº casos</i>
Comportamiento general	Resistencia característica del hormigón	20 - 70	MPa	44
	Límite elástico del acero del perfil	235 - 355	MPa	
	Longitud efectiva del elemento	1 - 4	m	
Abolladura local	Longitud efectiva del elemento	1 - 4	m	4
Área eficaz	Longitud efectiva del elemento	1 - 4	m	4
Armado longitudinal	Cantidad de barras	4 - 12	unidades	12
	Longitud efectiva del elemento	1 - 4	m	
Armado transversal	Separación entre cercos	30 - 190	mm	12
	Longitud efectiva del elemento	1 - 4	m	

Con el propósito de estandarizar los diferentes estudios parciales realizados, se genera una geometría de sección mixta tipo que se aplica a todos los casos, pudiendo introducir pequeñas variaciones para cada uno. La sección elegida es la ya utilizada para los estudios previos de la imperfección inicial y la elección del elemento y tamaño de malla, representada en la Figura 4.10.

El estudio de la abolladura local se plantea a partir de una de las restricciones que impone el EC4 para la aplicación de su método simplificado. Para recubrimientos del perfil metálico menores que 40 mm o un sexto del canto de la sección mixta, se debe calcular el elemento a partir de un método que tenga en cuenta los efectos negativos de la abolladura en el perfil metálico. Con el propósito de estudiar la falta de precisión del método simplificado ante este fenómeno, se plantea una sección que no cumpla los recubrimientos mínimos, reduciendo la sección de hormigón a 140x140 mm.

En cuanto al estudio del área eficaz, la normativa reduce el área de hormigón a un máximo admisible, debido a la distribución no uniforme de tensiones para cantos y anchos elevados de hormigón. Por ello, se genera una sección con un canto que hace que la normativa desprecie gran parte del hormigón, de 260x260 mm. De esta manera, se pretende observar si es preciso reducir el área considerada en cálculo.

Ambos casos se muestran en la Figura 5.1, donde se muestra que no se ha introducido ningún tipo de armado, con el objetivo de no contaminar los resultados con la aparición de fenómenos secundarios.

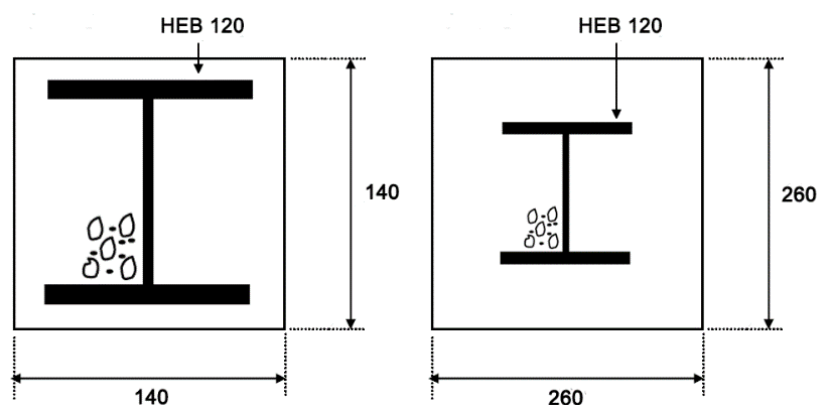


Figura 5.1 - Sección transversal de los casos del estudio de la abolladura local (izquierda) y área eficaz (derecha) (cotas en mm).

Se presenta un resumen en la Tabla 5.1 de los parámetros geométricos seccionales modificados respecto al caso tipo, representado en la Figura 4.10, en función del caso de estudio.

Tabla 5.2 - Resumen de los parámetros geométricos seccionales modificados según los casos de estudio.

Estudio	Canto	Armado
Comportamiento general	200x200 mm	Figura 4.10
Abolladura local	140x140 mm	-
Área eficaz	260x260 mm	-
Armado longitudinal	200x200 mm	Figura 4.10
Armado transversal	200x200 mm	Figura 4.10

La única modificación en la sección transversal para el estudio de la armadura longitudinal es la consideración de barras del mismo diámetro con una distancia constante entre ellas. Por último, para el estudio de la armadura transversal, la sección mixta utilizada es idéntica a la representada en la Figura 4.10, modificando la distancia entre cercos a lo largo de la dimensión longitudinal del elemento.

5.3. Nomenclatura utilizada y casos de estudio

Se establece una nomenclatura específica para designar cada caso de estudio con el objetivo de identificar de una manera clara y precisa las características y parámetros de cada uno de ellos. Este sistema se diseña en función de las necesidades del presente estudio y de las variables comentadas en el apartado anterior. En la Figura 5.2 se muestra la nomenclatura utilizada y el significado de cada uno de los símbolos.

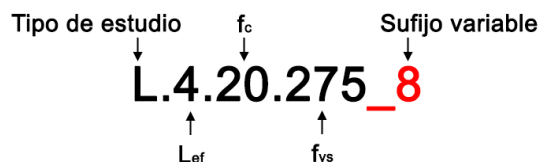


Figura 5.2 - Nomenclatura utilizada para designar los casos de estudio.

La letra inicial de cada caso expresa para qué tipo de estudio se genera y, por lo tanto, que dimensiones y características seccionales tiene, según la Tabla 5.2 del apartado anterior. Además, se incluye un sufijo de significado variable, en función del tipo de estudio al que se haga referencia. Ambos símbolos se relacionan con los estudios específicos, tal y como se muestra en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3 - Significado de la nomenclatura según el caso de estudio.

Estudio	Letra inicial	Sufijo variable
Comportamiento general	E	-
Abolladura local	B	-
Área eficaz	A	-
Armado longitudinal	L	nº barras
Armado transversal	T	Distancia entre cercos en mm

La nomenclatura utilizada para la letra inicial hace referencia a los siguientes parámetros: E para el caso estándar, B para un recubrimiento bajo, A para un recubrimiento alto, L para el estudio del armado longitudinal y T para el análisis del armado transversal.

A partir de la estrategia de estudio planteada en el apartado anterior, se generan los casos de estudio presentados en la Tabla 5.4, especificando las características seccionales, longitudinales y resistentes y la nomenclatura designada para cada uno de ellos.

Tabla 5.4 - Casos de estudio analizados.

Caso	Dimensiones			Perfil	Armado					Materiales		
	B	D	L_{ef}		Long.			Trans.		f_c	f_{ys}	f_{yr}
	(mm)	(mm)	(mm)		Nº	\emptyset	b_1 (mm)	S (mm)	\emptyset	(MPa)	(MPa)	(MPa)
E.1.20.235	200	200	1000	HEB 120	4	8	15	75	4	20	235	400
E.2.20.235	200	200	2000	HEB 120	4	8	15	75	4	20	235	400
E.3.20.235	200	200	3000	HEB 120	4	8	15	75	4	20	235	400
E.4.20.235	200	200	4000	HEB 120	4	8	15	75	4	20	235	400
E.1.20.275	200	200	1000	HEB 120	4	8	15	75	4	20	275	400
E.2.20.275	200	200	2000	HEB 120	4	8	15	75	4	20	275	400
E.3.20.275	200	200	3000	HEB 120	4	8	15	75	4	20	275	400
E.4.20.275	200	200	4000	HEB 120	4	8	15	75	4	20	275	400

Caso	Dimensiones			Perfil	Armado					Materiales		
	B	D	L _{ef}		Long.			Trans.		f _c	f _{ys}	f _{yr}
	(mm)	(mm)	(mm)		Nº	Ø	b ₁ (mm)	S (mm)	Ø	(MPa)	(MPa)	(MPa)
E.1.20.355	200	200	1000	HEB 120	4	8	15	75	4	20	355	400
E.2.20.355	200	200	2000	HEB 120	4	8	15	75	4	20	355	400
E.3.20.355	200	200	3000	HEB 120	4	8	15	75	4	20	355	400
E.4.20.355	200	200	4000	HEB 120	4	8	15	75	4	20	355	400
E.1.40.235	200	200	1000	HEB 120	4	8	15	75	4	40	235	400
E.2.40.235	200	200	2000	HEB 120	4	8	15	75	4	40	235	400
E.3.40.235	200	200	3000	HEB 120	4	8	15	75	4	40	235	400
E.4.40.235	200	200	4000	HEB 120	4	8	15	75	4	40	235	400
E.1.40.275	200	200	1000	HEB 120	4	8	15	75	4	40	275	400
E.2.40.275	200	200	2000	HEB 120	4	8	15	75	4	40	275	400
E.3.40.275	200	200	3000	HEB 120	4	8	15	75	4	40	275	400
E.4.40.275	200	200	4000	HEB 120	4	8	15	75	4	40	275	400
E.1.40.355	200	200	1000	HEB 120	4	8	15	75	4	40	355	400
E.2.40.355	200	200	2000	HEB 120	4	8	15	75	4	40	355	400
E.3.40.355	200	200	3000	HEB 120	4	8	15	75	4	40	355	400
E.4.40.355	200	200	4000	HEB 120	4	8	15	75	4	40	355	400
E.1.70.235	200	200	1000	HEB 120	4	8	15	75	4	70	235	400
E.2.70.235	200	200	2000	HEB 120	4	8	15	75	4	70	235	400
E.3.70.235	200	200	3000	HEB 120	4	8	15	75	4	70	235	400
E.4.70.235	200	200	4000	HEB 120	4	8	15	75	4	70	235	400
E.1.70.275	200	200	1000	HEB 120	4	8	15	75	4	70	275	400
E.2.70.275	200	200	2000	HEB 120	4	8	15	75	4	70	275	400
E.3.70.275	200	200	3000	HEB 120	4	8	15	75	4	70	275	400
E.4.70.275	200	200	4000	HEB 120	4	8	15	75	4	70	275	400
E.1.70.355	200	200	1000	HEB 120	4	8	15	75	4	70	355	400
E.2.70.355	200	200	2000	HEB 120	4	8	15	75	4	70	355	400
E.3.70.355	200	200	3000	HEB 120	4	8	15	75	4	70	355	400
E.4.70.355	200	200	4000	HEB 120	4	8	15	75	4	70	355	400
B.1.20.275	140	140	1000	HEB 120	-	-	-	-	-	20	275	400
B.2.20.275	140	140	2000	HEB 120	-	-	-	-	-	20	275	400
B.3.20.275	140	140	3000	HEB 120	-	-	-	-	-	20	275	400
B.4.20.275	140	140	4000	HEB 120	-	-	-	-	-	20	275	400
A.1.20.275	260	260	1000	HEB 120	-	-	-	-	-	20	275	400
A.2.20.275	260	260	2000	HEB 120	-	-	-	-	-	20	275	400
A.3.20.275	260	260	3000	HEB 120	-	-	-	-	-	20	275	400
A.4.20.275	260	260	4000	HEB 120	-	-	-	-	-	20	275	400

Caso	Dimensiones			Perfil	Armado					Materiales		
	B	D	L _{ef}		Long.			Trans.		f _c	f _{ys}	f _{yr}
	(mm)	(mm)	(mm)		Nº	Ø	b ₁ (mm)	S (mm)	Ø	(MPa)	(MPa)	(MPa)
L.1.20.275_8	200	200	1000	HEB 120	8	8	15	75	4	20	275	400
L.2.20.275_8	200	200	2000	HEB 120	8	8	15	75	4	20	275	400
L.3.20.275_8	200	200	3000	HEB 120	8	8	15	75	4	20	275	400
L.4.20.275_8	200	200	4000	HEB 120	8	8	15	75	4	20	275	400
L.1.20.275_12	200	200	1000	HEB 120	12	8	15	75	4	20	275	400
L.2.20.275_12	200	200	2000	HEB 120	12	8	15	75	4	20	275	400
L.3.20.275_12	200	200	3000	HEB 120	12	8	15	75	4	20	275	400
L.4.20.275_12	200	200	4000	HEB 120	12	8	15	75	4	20	275	400
T.1.20.275_190	200	200	1000	HEB 120	4	8	15	190	4	20	275	400
T.2.20.275_190	200	200	2000	HEB 120	4	8	15	190	4	20	275	400
T.3.20.275_190	200	200	3000	HEB 120	4	8	15	190	4	20	275	400
T.4.20.275_190	200	200	4000	HEB 120	4	8	15	190	4	20	275	400
T.1.20.275_30	200	200	1000	HEB 120	4	8	15	30	4	20	275	400
T.2.20.275_30	200	200	2000	HEB 120	4	8	15	30	4	20	275	400
T.3.20.275_30	200	200	3000	HEB 120	4	8	15	30	4	20	275	400
T.4.20.275_30	200	200	4000	HEB 120	4	8	15	30	4	20	275	400

Como comentario adicional, el grupo de casos de estudio E.-.20.275 es utilizado tanto para el estudio del comportamiento general como para los casos de la armadura longitudinal y transversal, dado que sus características son similares y encajan perfectamente en los 3 estudios. A modo de referencia, dicho grupo también es utilizado para el estudio de la abolladura local y el área eficaz.

5.4. Estudio paramétrico

La estrategia de trabajo y los estudios planteados se llevan a cabo mediante simulaciones numéricas a partir del modelo de Abaqus/CAE desarrollado y a partir de las diferentes metodologías de diseño del EC4 planteadas en el Capítulo 3. A partir de los resultados obtenidos mediante estos procesos de cálculo, se analizan diversos parámetros que influyen en la resistencia a compresión de los elementos estudiados, pilares mixtos hormigón-acero.

En primera instancia, se analiza el comportamiento general de los elementos, estudiando para una sección mixta estándar diferentes longitudes efectivas de pandeo y resistencias de los materiales. El modelo numérico permite observar la influencia de estos parámetros frente a fenómenos como el confinamiento, la rigidez efectiva y los modos de fallo. Una vez comprendido el comportamiento de los elementos y de qué factores depende, se comparan los resultados con la carga última obtenida según el EC4. Se discute su precisión y se calibran diferentes factores para obtener resultados más precisos para la sección estudiada.

Seguidamente, se analiza la influencia del recubrimiento de hormigón sobre el perfil metálico y la posible aparición, según advierte el EC4, del fenómeno de la abolladura local en el acero para bajos recubrimientos, y de la necesidad de reducir el área eficaz de hormigón para recubrimientos de hormigón demasiado altos.

Por último, se estudia la influencia en la capacidad de confinamiento y en la rigidez global del elemento de la introducción de un mayor número de barras de armadura longitudinal y de la distancia entre cercos de la armadura transversal

5.4.1. Comportamiento general

El estudio inicial del comportamiento de pilares mixtos hormigón-acero tiene como objetivo verificar que el modelo reproduce de manera precisa y lógica la carga última y la deformada correspondiente, tanto para elementos cortos como esbeltos. Por ello, se establece una sección mixta estándar, expuesta en la Figura 4.10, y se consideran 3 parámetros como variables:

- La longitud efectiva del elemento (L_{ef}): 1, 2, 3 y 4 metros.
- La resistencia característica del hormigón (f_c): 20, 40 y 70 MPa.
- El límite elástico del acero (f_{ys}): 235, 275 y 355 MPa.

Las ecuaciones características de los diferentes materiales estudiados, obtenidas a partir de las fórmulas presentadas en el apartado 4.2.2, se presentan en la Figura 5.3.

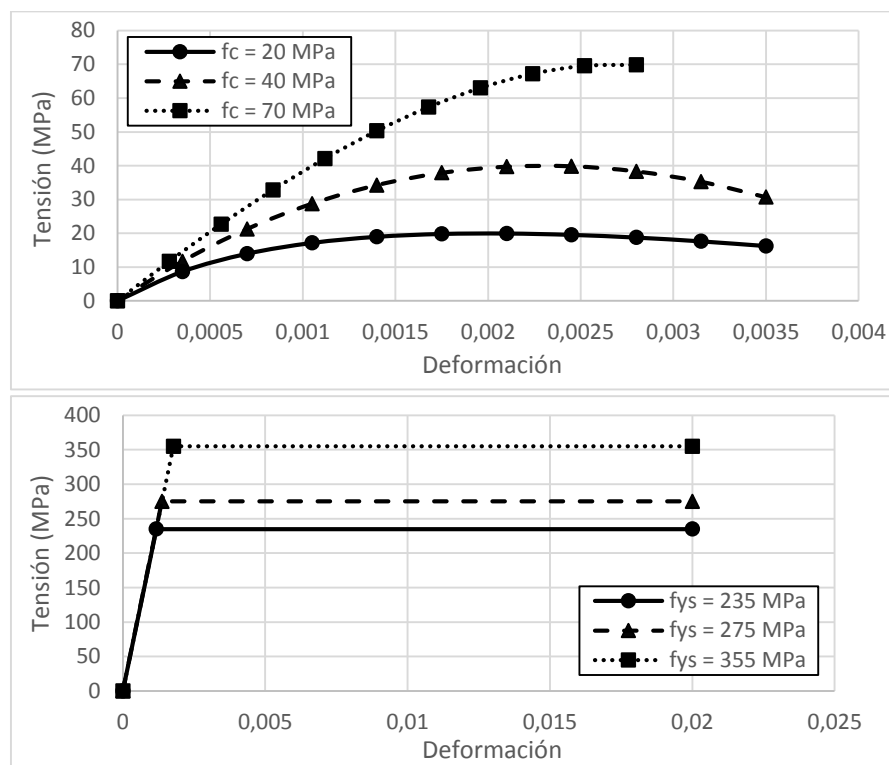


Figura 5.3 - Ecuaciones constitutivas de los materiales utilizados. Hormigón (arriba) y acero (abajo).

Por último, se debe comentar que los coeficientes parciales para la resistencia de los materiales (γ_{M0} , γ_{M1} , γ_s y γ_c) no han sido considerados en el cálculo según la normativa del EC4, puesto que se trata de coeficientes de seguridad que no son objeto de estudio en la presente tesina.

Los casos relativos al estudio del comportamiento estructural se simulan con el modelo de Abaqus/CAE y se resuelven según el EC4. En el Capítulo 3 se ha expuesto la metodología que recomienda el EC4 para el dimensionamiento y comprobación de los elementos estudiados, dejando la posibilidad al usuario de escoger entre diversos tipos de análisis. En este estudio se analizan 3 métodos diferentes,

comparando los resultados obtenidos y determinando cuál es el más preciso. Las metodologías analizadas, resumidas en el diagrama de flujo de la Figura 3.6, son las siguientes:

- EC4^a: Análisis a partir de las curvas europeas de pandeo y el factor de reducción χ .
- EC4^b: Análisis en segundo orden mediante la introducción de una imperfección global específica, en función de la esbeltez y resistencia seccional del elemento. Para los casos actuales, elementos independientes biarticulados en los que no se aplican coeficientes parciales para la resistencia de los materiales, se recuerda la expresión para obtener la imperfección global:

$$e_0 = \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}}$$

- EC4^c: Análisis en segundo orden introduciendo una imperfección global tabulada, según la longitud de pandeo del elemento. Todos los casos analizados pandean alrededor de su eje débil, por lo que la imperfección introducida en este análisis es $L/150$.

En la Tabla 5.5 se muestra, para cada caso, la esbeltez relativa ($\bar{\lambda}$), la carga última según las curvas de pandeo (P_{EC4^a}), la carga última por análisis de segundo orden e imperfección de formulación específica (P_{EC4^b}), la carga última por análisis de segundo orden e imperfección tabulada (P_{EC4^c}), la carga última según el modelo numérico (P_{FEM}), la flecha para la carga última (e_{FEM}) y las relaciones entre las diferentes cargas últimas.

Tabla 5.5 - Resultados del estudio del comportamiento general.

Caso	$\bar{\lambda}$	P_{EC4^a} (kN)	P_{EC4^b} (kN)	P_{EC4^c} (kN)	P_{FEM} (kN)	e_{FEM} (kN)	P_{FEM}/P_{EC4^a}	P_{FEM}/P_{EC4^b}	P_{FEM}/P_{EC4^c}
E.1.20.235	0,22	1455,29	1471,14	1471	1648,32	0,43	1,13	1,12	1,12
E.2.20.235	0,44	1286,81	1377,99	1190	1578,09	2,17	1,23	1,15	1,33
E.3.20.235	0,66	1099,18	1224,28	940	1428,40	5,63	1,30	1,17	1,52
E.4.20.235	0,88	896,38	927,20	688	1184,41	14,57	1,32	1,28	1,72
E.1.20.275	0,23	1581,22	1607,16	1607	1765,87	0,25	1,12	1,10	1,10
E.2.20.275	0,46	1387,32	1496,98	1284	1695,52	1,81	1,22	1,13	1,32
E.3.20.275	0,70	1169,51	1293,46	996	1543,63	5,72	1,32	1,19	1,55
E.4.20.275	0,93	937,63	948,73	716	1204,04	12,92	1,28	1,27	1,68
E.1.20.355	0,25	1829,98	1879,21	1879	2039,97	0,27	1,11	1,09	1,09
E.2.20.355	0,50	1580,97	1730,52	1465	1969,68	1,49	1,25	1,14	1,34
E.3.20.355	0,75	1297,94	1410,46	1097	1654,52	6,43	1,27	1,17	1,51
E.4.20.355	1,01	1008,05	981,75	766	1249,72	18,35	1,24	1,27	1,63
E.1.40.235	0,25	2011,96	2062,71	2062	2378,52	0,44	1,18	1,15	1,15
E.2.40.235	0,50	1742,57	1909,06	1646	2233,82	2,57	1,28	1,17	1,36
E.3.40.235	0,75	1436,82	1622,28	1246	1901,63	9,18	1,32	1,17	1,53
E.4.40.235	0,99	1121,49	1138,64	865	1545,36	15,93	1,38	1,36	1,79
E.1.40.275	0,26	2135,28	2198,74	2198	2514,33	0,50	1,18	1,14	1,14
E.2.40.275	0,51	1836,81	2021,75	1736	2356,69	2,65	1,28	1,17	1,36
E.3.40.275	0,77	1496,92	1667,65	1292	2024,29	8,67	1,35	1,21	1,57
E.4.40.275	1,03	1153,01	1143,91	886	1610,74	17,36	1,40	1,41	1,82

Caso	$\bar{\lambda}$	P_{EC4}^a (kN)	P_{EC4}^b (kN)	P_{EC4}^c (kN)	P_{FEM} (kN)	θ_{FEM} (kN)	P_{FEM}/P_{EC4}^a	P_{FEM}/P_{EC4}^b	P_{FEM}/P_{EC4}^c
E.1.40.355	0,27	2379,41	2470,78	2470	2783,60	0,48	1,17	1,13	1,13
E.2.40.355	0,55	2019,11	2243,20	1911	2606,14	5,73	1,29	1,16	1,36
E.3.40.355	0,82	1607,70	1744,56	1377	2255,49	7,73	1,40	1,29	1,64
E.4.40.355	1,09	1208,32	1154,70	925	1679,17	21,29	1,39	1,45	1,82
E.1.70.235	0,28	2829,89	2950,07	2950	3389,94	0,36	1,20	1,15	1,15
E.2.70.235	0,56	2385,63	2705,80	2304	3057,56	1,96	1,28	1,13	1,33
E.3.70.235	0,84	1878,62	2150,22	1639	2504,33	9,60	1,33	1,16	1,53
E.4.70.235	1,12	1396,62	1393,23	1138	1885,46	23,80	1,35	1,35	1,66
E.1.70.275	0,29	2950,07	3086,09	3086	3458,73	0,34	1,17	1,12	1,12
E.2.70.275	0,57	2472,06	2805,30	2389	3231,59	2,36	1,31	1,15	1,35
E.3.70.275	0,86	1927,32	2162,86	1674	2594,08	10,05	1,35	1,20	1,55
E.4.70.275	1,15	1419,39	1384,76	1138	1949,71	23,35	1,37	1,41	1,71
E.1.70.355	0,30	3188,40	3358,14	3358	3863,08	0,51	1,21	1,15	1,15
E.2.70.355	0,60	2639,83	3005,34	2551	3516,30	3,11	1,33	1,17	1,38
E.3.70.355	0,90	2018,04	2187,60	1739	2773,41	6,94	1,37	1,27	1,59
E.4.70.355	1,20	1460,52	1375,10	1138	2066,51	24,53	1,41	1,50	1,82

Carga última y deformada

Al tratarse de elementos biarticulados sin ningún tipo de restricción en ambos ejes principales, el primer modo de pandeo de todos los casos de estudio es el correspondiente al eje débil del perfil metálico. En primera instancia, se analiza el fenómeno de inestabilidad, verificando que el modelo interpreta de forma lógica y precisa la respuesta no lineal de los pilares mixtos.

Algunos de los datos más interesantes que se extraen de las simulaciones mediante el modelo numérico son los diagramas carga-flecha. Estos permiten observar el comportamiento lineal y no lineal del elemento, así como la carga última y su deformada correspondiente. En la Figura 5.4 se observa el comportamiento de los casos E.-20.275 a modo de ejemplo.

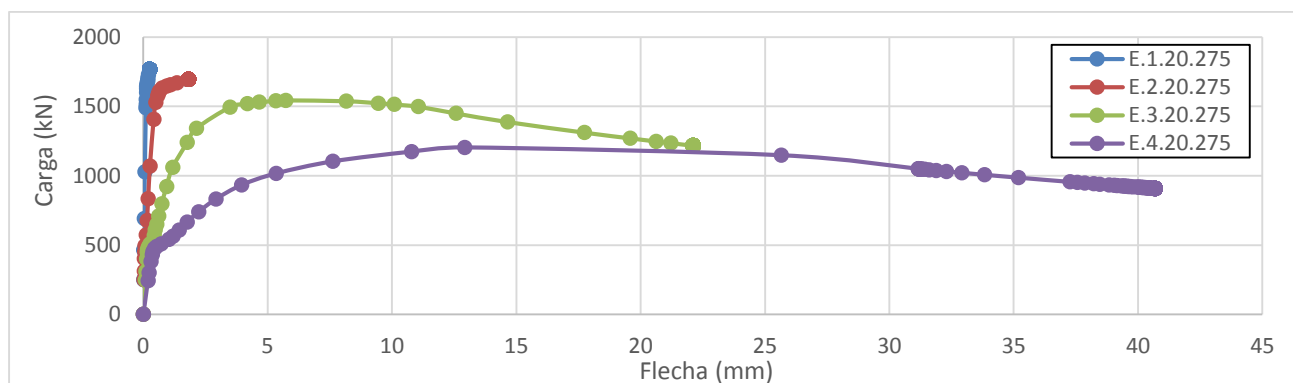


Figura 5.4 - Diagrama carga-flecha para los casos E.-20.275.

Tal y como sustenta la teoría, cuando aumenta la longitud efectiva de pandeo, la carga última que es capaz de soportar el elemento se ve reducida. Este fenómeno ocurre debido a las sollicitaciones de flexión de segundo orden que aparecen para pilares esbeltos, unido a la fisuración del hormigón, que reduce su rigidez

seccional. Por otro lado, en los casos E.-70.275 de la Figura 5.5, se observa un comportamiento similar, aunque la rama de plasticidad y reblandecimiento no es tan visible como en el caso anterior.

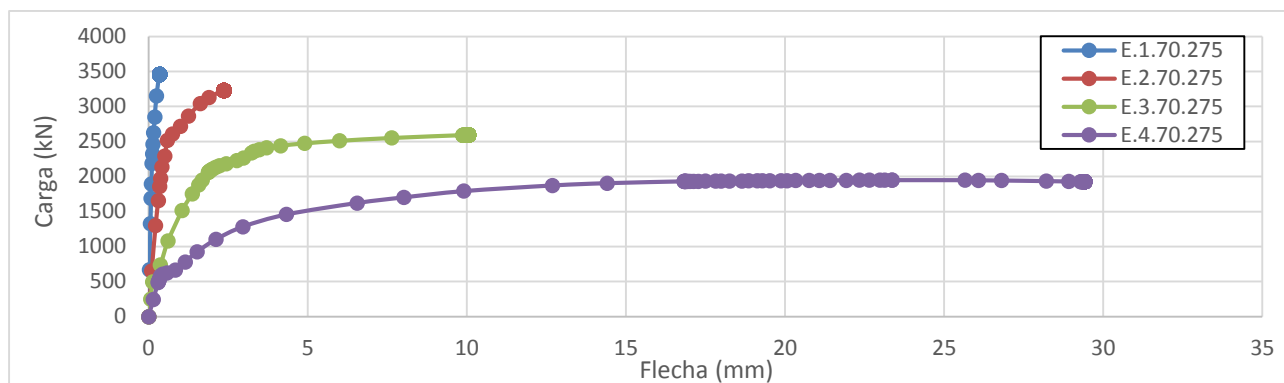


Figura 5.5 - Diagrama carga-flecha para los casos E.-70.275.

Este fenómeno es debido a las diferencias notables en la ecuación constitutiva para hormigones de baja y alta resistencia. En la Figura 5.3 se observa que la curva tensión-deformación del hormigón de $f_c = 20$ MPa alcanza una menor resistencia última pero mayor ductilidad respecto a la del hormigón de $f_c = 70$ MPa. Además, para los especímenes más esbeltos se hace notorio un cambio en la rigidez del elemento, debido a la fisuración del hormigón. A partir de ese momento, el comportamiento pasa a ser no lineal debido a los efectos de la no linealidad del material y geométrica. En definitiva, estos diagramas sirven, en primera instancia, para constatar que el modelo numérico interpreta correctamente el fenómeno global del pandeo y que los resultados obtenidos son fiables.

El desplazamiento en centro de luz de los pilares mixtos puede relacionarse directamente con su esbeltez. En la Figura 5.6 se representa en abscisas la esbeltez relativa de cada elemento y en ordenadas la flecha correspondiente en mm para su carga última, obteniéndose una nube de puntos.

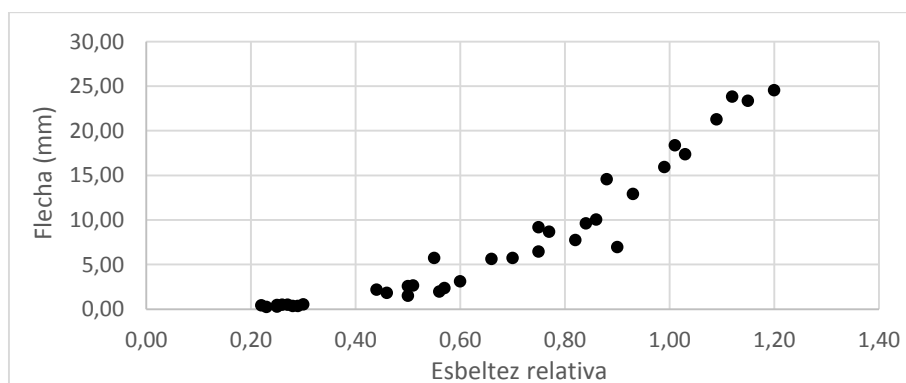


Figura 5.6 - Flecha en función de la esbeltez relativa para el estudio del comportamiento general.

Los resultados muestran una clara tendencia, pese a las diferentes características de los casos estudiados. Mientras que los pilares cortos no sufren ningún tipo de deformación y no se presenta el fenómeno de inestabilidad global, la flecha para los pilares más esbeltos llega hasta valores de 25 mm. Este parámetro está directamente ligado con la capacidad resistente, representada en la Figura 5.7. En abscisas se sigue graficando la esbeltez relativa de los elementos, mientras que en ordenadas se muestra la carga última en relación al axil plástico que es capaz de soportar la sección mixta según el EC4.

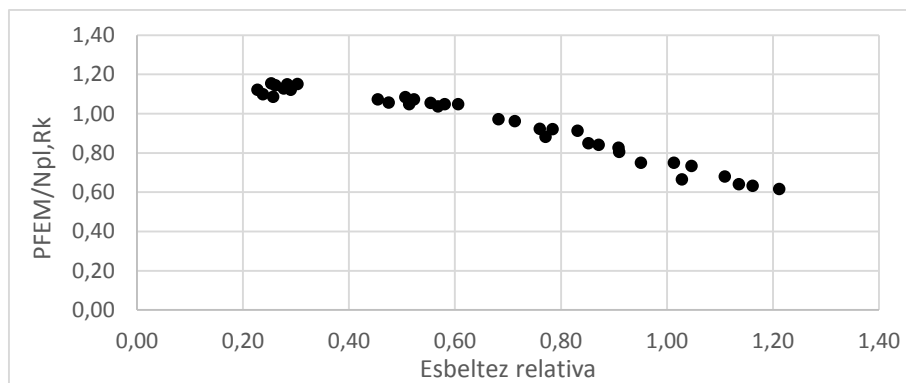


Figura 5.7 - Carga última adimensional en función de la esbeltez relativa para el estudio del comportamiento general.

En el caso de los pilares cortos, la carga última supera hasta en un 15% la resistencia plástica a esfuerzo axil, evidenciándose la necesidad de estudiar en profundidad qué tipo de fenómenos no se tienen en cuenta en la formulación de la normativa. Del mismo modo que para el parámetro de la flecha, se obtiene también aquí una nube de puntos con una clara tendencia, haciéndose de nuevo evidente una relación directa entre la esbeltez relativa del elemento y la carga que éste es capaz de soportar.

Confinamiento

El incremento de resistencia observado en la Figura 5.7, con respecto al axil plástico $N_{pl,Rk}$, para pilares cortos, evidencia la necesidad de analizar si, tal como comenta la bibliografía ya existente, existe cierto nivel de confinamiento en el hormigón. El confinamiento aparece en las zonas donde el hormigón se ve más envuelto por el acero, lo que provoca en aquel un estado triaxial de tensiones. Estas zonas, como ya se ha visto en el Capítulo 2, son las que se encuentran entre las alas del perfil metálico, en mayor medida y, de manera parcial, las rodeadas por la armadura longitudinal y transversal.

A partir del modelo numérico generado en Abaqus/CAE, se puede observar la evolución de las tensiones longitudinales en las secciones transversales experimentadas por los diferentes casos, especialmente en aquellos pilares con una longitud de pandeo menor. El valor de las tensiones longitudinales (S33) de rotura determina si aparece algún nivel de confinamiento, o no, en el hormigón. A modo de ejemplo, en la Figura 5.8 se representan diferentes cortes seccionales del caso E.1.20.275, en función de la distancia de la sección a uno de los extremos. Se grafican las tensiones que superan la resistencia característica del hormigón, de 20 MPa. En gris se representa el hormigón que experimenta unas tensiones longitudinales inferiores a 20 MPa, en rojo las tensiones de 20 MPa y en azul las tensiones de 28 MPa.

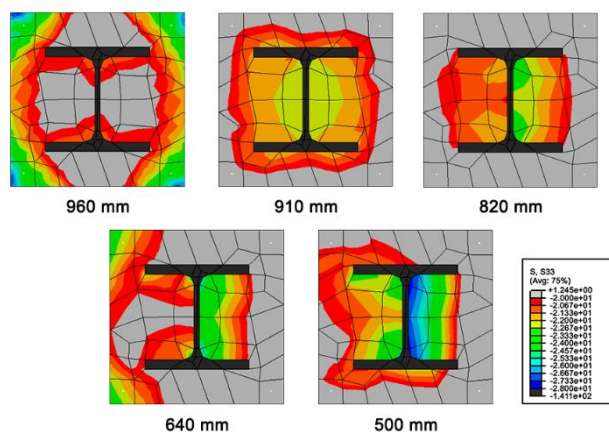


Figura 5.8 - Tensiones longitudinales (S33) de compresión de 20 a 28 MPa en diversas secciones transversales del caso E.1.20.275, según la distancia a uno de los apoyos.

En el primer corte, cercano a uno de los extremos, se observa que el confinamiento se aloja en las esquinas de la sección, debido al efecto de concentración de tensiones en los apoyos. Seguidamente, las zonas de confinamiento son mucho más claras y lógicas, formándose un mayor confinamiento entre las alas del perfil metálico. Por último, para las secciones cercanas al centro de luz, las zonas confinadas se desvían hacia uno de los lados a causa del efecto de flexión o pandeo alrededor del eje débil.

Como se muestra en la Figura 5.9, el fenómeno del confinamiento no aparece de manera tan clara para casos con una mayor longitud efectiva de pandeo. Se representan las tensiones longitudinales bajo la misma escala de colores y las mismas características resistentes del hormigón para el caso E.4.20.275. En este ejemplo, no se grafican secciones transversales que se encuentran a distancias a los apoyos superiores a 3000 mm, dado que no se hallan tensiones longitudinales en el hormigón superiores a su resistencia última.

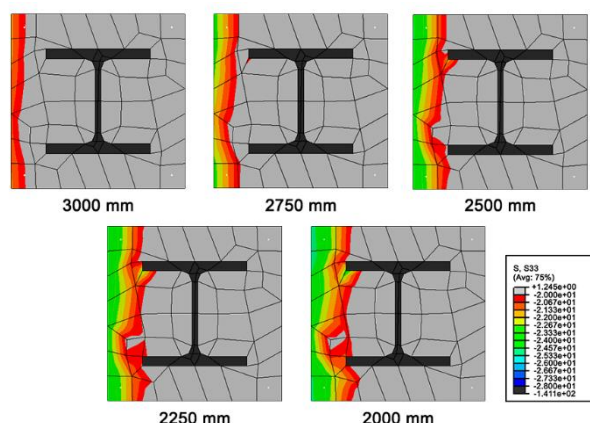


Figura 5.9 - Tensiones longitudinales S33 de compresión de 20 a 28 MPa en diversas secciones transversales del caso E.4.20.275, según la distancia a uno de los apoyos.

En este caso, las tensiones superiores a los 20 MPa aparecen en la zona de la sección sometida a compresión en la flexión alrededor del eje débil, debido al efecto del pandeo. Por lo tanto, no aparecen las teóricas zonas de confinamiento entre las alas del perfil y el fenómeno no es generalizado, sino más bien puntual. Se concluye a partir de la comparación entre la Figura 5.8 y Figura 5.9 que el fenómeno del confinamiento sólo tiene un impacto real en los pilares cortos, donde no aparece el efecto del pandeo.

La flecha máxima experimentada por los elementos para la carga de colapso permite conocer el momento de segundo orden aplicado en la sección transversal de centro de luz. A partir de la ecuación presentada a continuación, se obtiene dicho momento:

$$M^{II} = P_{FEM} \cdot e_{FEM}$$

A modo de ejemplo, se aplica dicha ecuación a los casos E.-.20.275 cuya rotura no está directamente ligada al efecto del pandeo. En este caso concreto, esta condición se cumple para los casos cuya longitud efectiva está comprendida entre 1 y 3 metros. La Figura 5.10 compara el diagrama de interacción seccional momento-axil para el eje débil de los casos E.-.20.275 según el EC4. En rojo, se representa el tramo formado por los pares de valores P_{FEM} y M^{II} de los casos E.1.20.275, E.2.20.275 y E.3.20.275.

El incremento de resistencia seccional para los pilares cortos es notorio, observándose un tramo de resistencia mayor en comparación al diagrama de interacción recomendado por el EC4. Dicho tramo recuerda al efecto de confinamiento ya integrado en el EC4 para el caso de pilares mixtos circulares de acero relleno de hormigón. El estudio en profundidad de este fenómeno para los casos analizados es necesario para su implementación en la normativa europea.

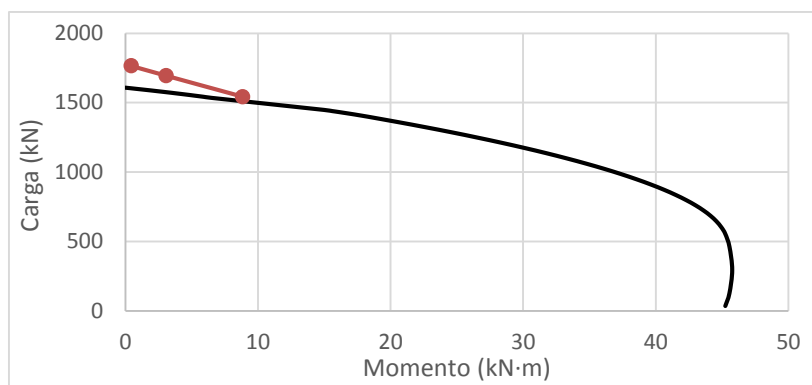


Figura 5.10 - Diagrama de interacción seccional momento-axil para el eje débil de los casos E.-20.275 y su corrección por confinamiento (en rojo).

Rigidez efectiva

Mientras que para el caso de los pilares cortos predomina el efecto del confinamiento, en el estudio de los pilares más esbeltos afecta en mayor medida la pérdida de rigidez seccional a causa de la fisuración del hormigón. El análisis de la rigidez efectiva de los elementos es clave para poder predecir con suficiente precisión la carga última que son capaces de soportar los pilares con una mayor longitud efectiva. La normativa del EC4, recordando lo expuesto en el Capítulo 3, propone la siguiente rigidez efectiva si se desea realizar un análisis en segundo orden:

$$(EI)_{eff,II} = K_0(E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c)$$

donde K_0 es un factor de calibración con valor 0,9 y $K_{e,II}$ es un factor de corrección de la rigidez de la sección parcial de hormigón con valor 0,5.

La constante $K_{e,II}$ es la que representa la fisuración del hormigón en la sección transversal del elemento. Por lo tanto, si esta constante tiene un valor de 0,5 representa que el 50% de la rigidez que aporta el hormigón en régimen elástico se pierde por el efecto de fisuración. Dicho valor se ha calibrado para un gran número de casos con características geométricas y resistentes diversas. En este apartado se pretende analizar para alguno de los casos estudiados cuál es su rigidez efectiva.

En primer lugar, en la Figura 5.11 se representan diferentes cortes seccionales del caso E.4.20.275, en función de la distancia de la sección a uno de los extremos. Se grafican las tensiones que superan la resistencia característica del hormigón a tracción, de 2 MPa. En negro se representa el hormigón que experimenta unas tensiones longitudinales de tracción inferiores a 2 MPa, en azul las tensiones de 2 MPa y en rojo las tensiones de 2,4 MPa.

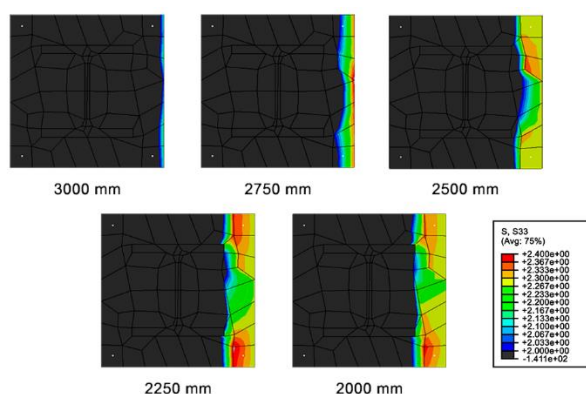


Figura 5.11 - Tensiones longitudinales S33 de tracción de 2 a 2,4 MPa para diversas secciones transversales del caso E.4.20.275, según la distancia a uno de los apoyos.

La fisuración se presenta más evidente a medida que las secciones transversales se van acercando al centro de luz, debido al incremento de los momentos de segundo orden generados por el fenómeno del pandeo. La información gráfica proporcionada por Abaqus/CAE muestra claramente que, para el caso analizado, el área fisurada es menor del 50%. Aun así, afectan otros factores como la inercia proporcionada por el área fisurada en la rigidez efectiva del conjunto.

Con el objetivo de evaluar la precisión de la rigidez efectiva en la predicción del comportamiento real de los elementos estudiados, se reproduce analíticamente a partir de un conjunto de ecuaciones (Mirambell, 2013) la curva carga-flecha del caso concreto anterior, el E.4.20.275. Para ello, se utiliza la formulación relativa a un análisis no lineal geométrico, presentada a continuación:

$$f_{NLG}(P) = e_0 \cdot \frac{1}{1 - \frac{P}{N_{cr}}}$$

siendo P la carga correspondiente a la flecha f_{NLG} calculada según el análisis no lineal geométrico, N_{cr} el axil elástico crítico presentado en el Capítulo 3 que depende de la rigidez efectiva del elemento para la carga P, y e_0 la imperfección inicial, en este caso escogida como $L/2000$, al igual que en el modelo numérico.

También se utiliza como datos adicionales el axil plástico máximo que es capaz de soportar la sección (N_{LM}) y la curva que representa el mecanismo de colapso teniendo en cuenta la deformación δ del elemento. Esta última se obtiene a partir del diagrama de interacción momento-axil (M-P) que recomienda el EC4, obteniendo la flecha correspondiente a partir de la siguiente relación:

$$f_{NL\delta}(P) = \frac{M}{P}$$

La formulación analítica presentada se aplica al caso E.4.20.275 utilizando las rigideces seccionales recomendadas según el EC4. Para la obtención de N_{cr} se utiliza la rigidez efectiva de primer orden. En cuanto al análisis no lineal geométrico, la rigidez bruta se utiliza hasta una carga de 500 kN, instante en el que el elemento fisura, debiendo entonces considerar la rigidez efectiva para analizar los efectos de segundo orden. La curva que se desea reproducir mediante este análisis debe permanecer tangente a la curva NLG o NL δ que ofrezca una carga menor. Los resultados se observan en la Figura 5.12, graficándose en negro la curva obtenida por Abaqus/CAE. Se representa en ordenadas la carga aplicada al elemento y en abscisas la flecha correspondiente experimentada en centro de luz:

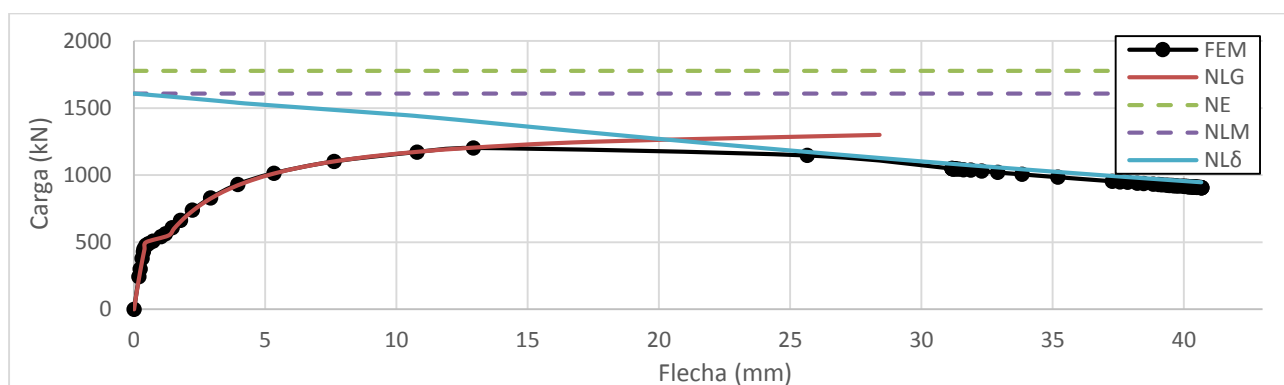


Figura 5.12 - Estudio analítico carga-flecha del caso E.4.20.275 mediante la rigidez efectiva del EC4.

Se observa como la rama de reblandecimiento del caso E.4.20.275 sigue perfectamente la curva NL δ . El comportamiento lineal y no lineal geométrico es reproducido de manera muy precisa por la curva de análisis no lineal geométrico NLG. Además, se comprueba que la aproximación que aporta el EC4 referente a la rigidez efectiva de la sección transversal funciona correctamente. Del presente estudio analítico se concluye

que el modelo numérico interpreta correctamente los fenómenos de no linealidad geométrica, no linealidad del material y el mecanismo de colapso teniendo en cuenta la deformada del elemento. Por otro lado, el modelo numérico corrobora que los factores del EC4 $K_{e,II}$ y K_0 relativos a la rigidez efectiva de pilares mixtos están debidamente calibrados para los casos estudiados.

Materiales

La introducción de diferentes características resistentes de los materiales implicados no sólo modifica la carga última que es capaz de soportar el elemento, sino su comportamiento general ante el fenómeno de pandeo. Por ello, se analiza en profundidad la influencia de los parámetros de resistencia característica del hormigón y límite elástico del acero del perfil metálico.

En la Figura 5.13 se muestran todos los casos analizados, graficándolos por separado según la resistencia característica del hormigón. En cada gráfica, se dibujan tres curvas según el límite elástico del acero, representando en abscisas la longitud de pandeo en mm y la carga última que es capaz de soportar el elemento en kN.

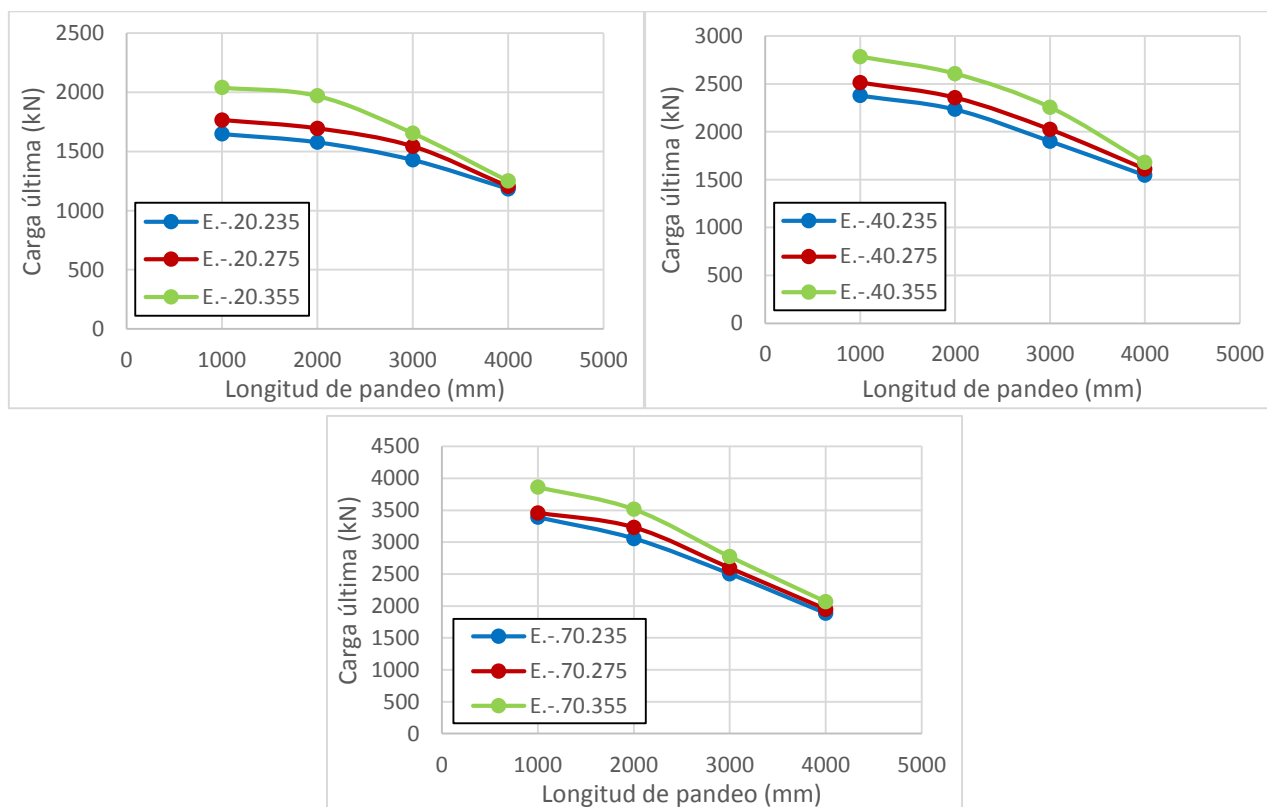


Figura 5.13 - Carga última de los casos en función de las resistencias de los materiales y la longitud de pandeo.

El aumento del límite elástico del acero proporciona un aumento de resistencia global del elemento despreciable para los casos con mayor longitud de pandeo, debido al agotamiento por pandeo por flexión. En estos casos, influye en mayor medida el aumento de la resistencia característica del hormigón, que proporciona un aumento de rigidez seccional más importante. En cuanto a los pilares cortos, la influencia de ambos materiales en la carga última es notoria.

Los diagramas carga-flecha, generados por el modelo numérico de Abaqus/CAE permiten comprender más detalladamente que sucede para los pilares con una mayor esbeltez. En la Figura 5.14 y la Figura 5.15 se reproduce el comportamiento de diversos casos de 4 metros de longitud de pandeo, modificando el límite elástico del acero y la resistencia característica del hormigón, respectivamente. En

ordenadas se representa la carga aplicada, en kN, y en abscisas la flecha correspondiente en el centro de luz, en mm.

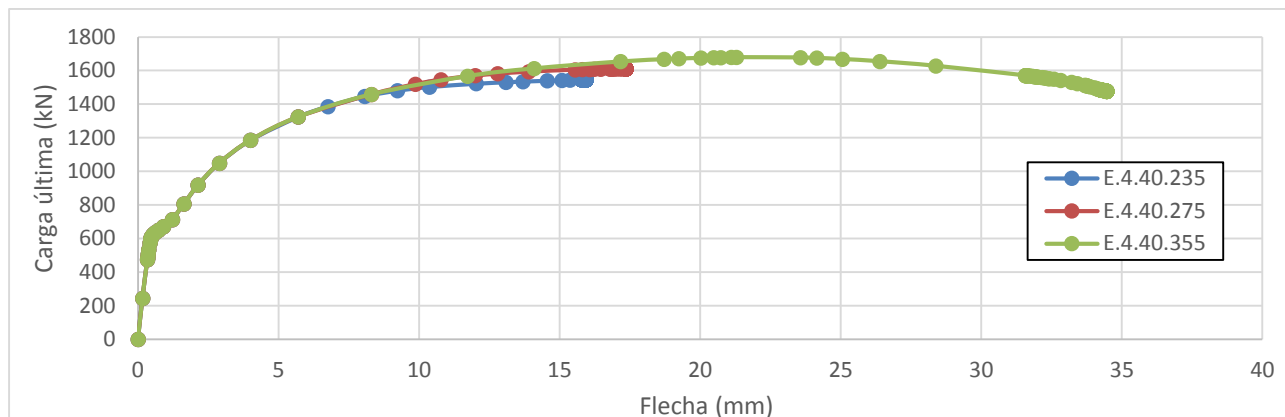


Figura 5.14 - Diagrama carga-flecha para los casos E.4.40.-.

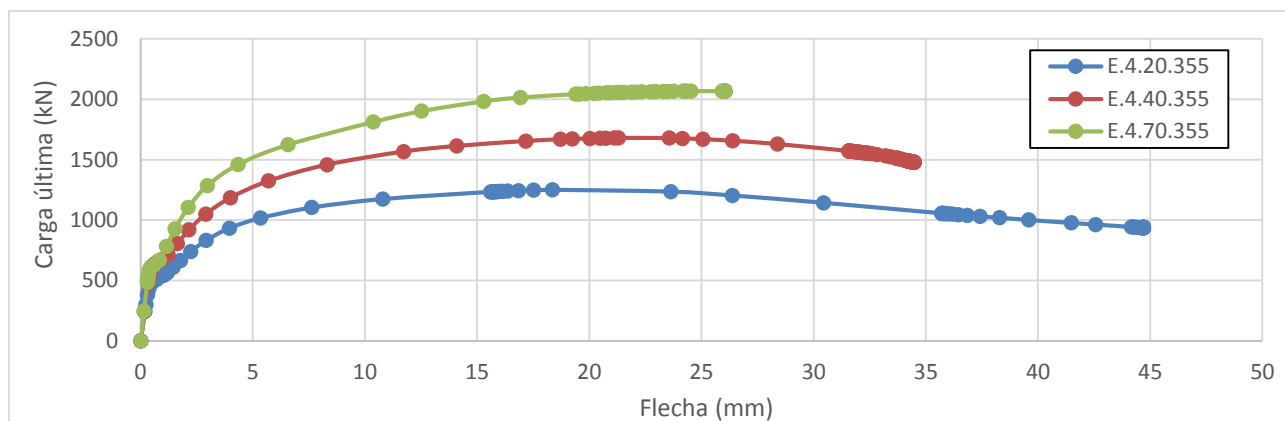


Figura 5.15 - Diagrama carga-flecha para los casos E.4.-.355.

La Figura 5.14 muestra que el comportamiento inicial de los casos no se ve modificada, puesto que el aumento del límite elástico del acero no varía la rigidez seccional del conjunto. Además, se experimenta un pequeño aumento de resistencia en el axil último.

En cambio, en la Figura 5.15 se observa que el aumento de la resistencia característica del hormigón aporta un incremento de resistencia notable al pilar mixto. Se rigidiza la respuesta carga-flecha y se aumenta la carga a la cual se experimenta la fisuración y el cambio de pendiente. Por otro lado, debido a la poca ductilidad de los hormigones de alta resistencia, el conjunto ofrece una rotura más frágil para estos casos.

Métodos del EC4

A partir de la herramienta informática automatizada desarrollada en el Capítulo 3, se obtienen las cargas últimas según las 3 metodologías estudiadas, debidamente recordadas al inicio del estudio del comportamiento general. Éstas se normalizan en función del axil plástico último de la sección ($N_{pl,Rk}$) y se obtienen unos coeficientes χ específicos. En la Figura 5.16 se representa, para el modelo numérico y los 3 métodos del EC4, el coeficiente χ en ordenadas y la esbeltez relativa en abscisas para cada caso.

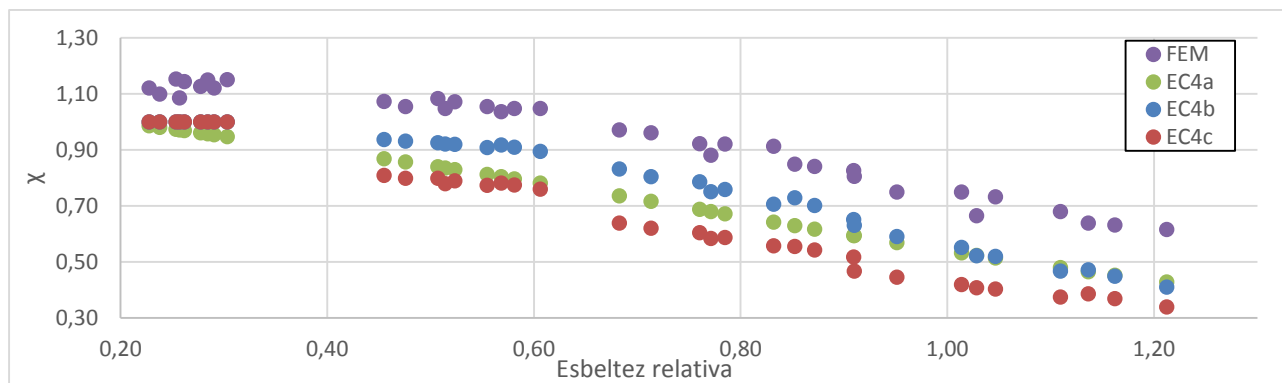


Figura 5.16 - Análisis comparativo de la carga última normalizada obtenida mediante el modelo numérico y diversas metodologías del EC4.

El análisis comparativo muestra que todos los resultados de la normativa son conservadores, estando del lado de la seguridad. La utilización de las curvas de pandeo produce una nube de resultados que tiene una relación cuasi-lineal con la esbeltez del elemento, característica no tan visible para los otros dos métodos. Pese a ello, los tres métodos muestran una nube de resultados con una tendencia clara.

Se determina que el método que reproduce de manera más precisa los resultados es un análisis en segundo orden mediante imperfecciones globales específicas (EC4^b). Por otro lado, el más conservador de todos resulta ser el que utiliza imperfecciones globales tabuladas (EC4^c). En la Figura 5.17 se analizan las imperfecciones globales introducidas según ambos métodos, única diferencia entre ambos análisis.

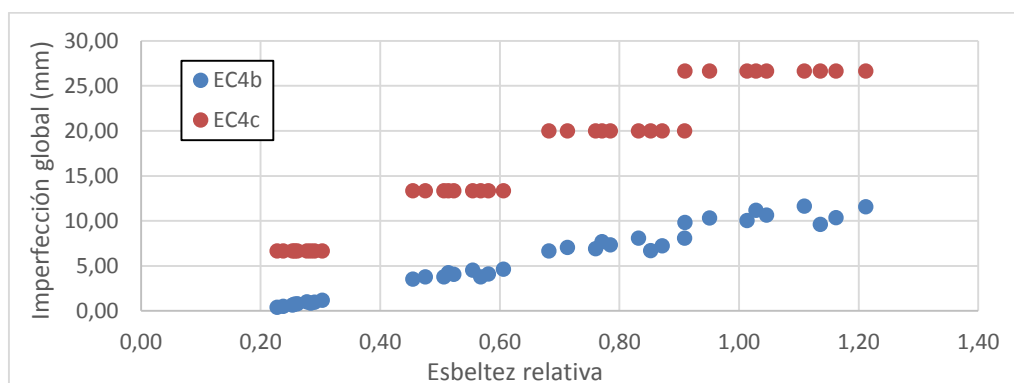


Figura 5.17 - Imperfecciones globales introducidas en función de los métodos EC4^b y EC4^c.

Las imperfecciones globales obtenidas a partir de tabla son mucho mayores que las calculadas según la formulación específica que utiliza el método EC4^b. Además, al ser la única variable la longitud de pandeo, los valores obtenidos no siguen una tendencia clara respecto la esbeltez del elemento. Se trata de un método más rápido que facilita el cálculo pero arroja resultados demasiado conservadores.

A partir de los datos analizados, se considera que el análisis según EC4^b es el más preciso y fiable para analizar este tipo de pilares mixtos. Este método es tratado en profundidad en el siguiente apartado con el objetivo de calibrar algunos de los factores implicados en el cálculo y obtener resultados más cercanos a los obtenidos mediante el modelo numérico.

Factores de calibración

El análisis previo de fenómenos implicados en la resistencia última de los pilares mixtos, como el confinamiento, la rigidez efectiva y las características de los materiales, permite identificar que parámetros pueden ser calibrados en la metodología del EC4. El modelo numérico, más cercano al comportamiento real, identifica fenómenos que la normativa no tiene en cuenta en el análisis teórico. Por otro lado, la formulación

analítica, que tiene en cuenta diferentes no linealidades, y las cargas últimas obtenidas mediante el EC4 permiten observar la validez del modelo numérico. A partir de los datos analizados en apartados anteriores, se obtienen una serie de conclusiones a tener en cuenta:

- Confinamiento: Se observa un incremento de resistencia axial para los pilares menos esbeltos, debido al aumento de resistencia del hormigón.
- Rigidez efectiva: El factor de reducción de la rigidez del hormigón está correctamente calibrado para los casos estudiados, tal y como se observa mediante el estudio analítico de la Figura 5.12. Las diferencias observadas para los pilares más esbeltos entre las cargas últimas obtenidas según el EC4 y el modelo numérico se deben a otros parámetros, que deben ser identificados.
- Materiales: La variación de las características de los materiales puede modificar la importancia de otros fenómenos como el confinamiento y la rigidez. Pese a ello, la influencia se considera mucho menor que la de los parámetros anteriores, que serán analizados en mayor profundidad.

La manera más clara de simular el confinamiento del hormigón en el cálculo analítico del EC4 es modificar el axil último plástico de la sección ($N_{pl,Rk}$). El factor de reducción 0,85 aplicado a la resistencia del hormigón, que simularía el fenómeno del cansancio, puede contaminar los resultados. Los casos analizados tienen un carácter instantáneo en el tiempo y no se ven afectados por el cansancio del hormigón. Además, la normativa contempla la sustitución del factor de 0,85 por la unidad para pilares mixtos de perfiles tubulares rectangulares rellenos de hormigón para simular el efecto del confinamiento.

Siguiendo el mismo concepto que para los pilares mixtos de acero relleno de hormigón, se modifica el factor 0,85 que reduce la resistencia característica del hormigón a lo largo de todos los cálculos realizados para simular el confinamiento observado en las simulaciones numéricas. En la Figura 5.18 se representa la carga última, normalizada según $N_{pl,Rk}$, del modelo numérico, el método del EC4 escogido anteriormente, y el método modificado introduciendo el confinamiento.

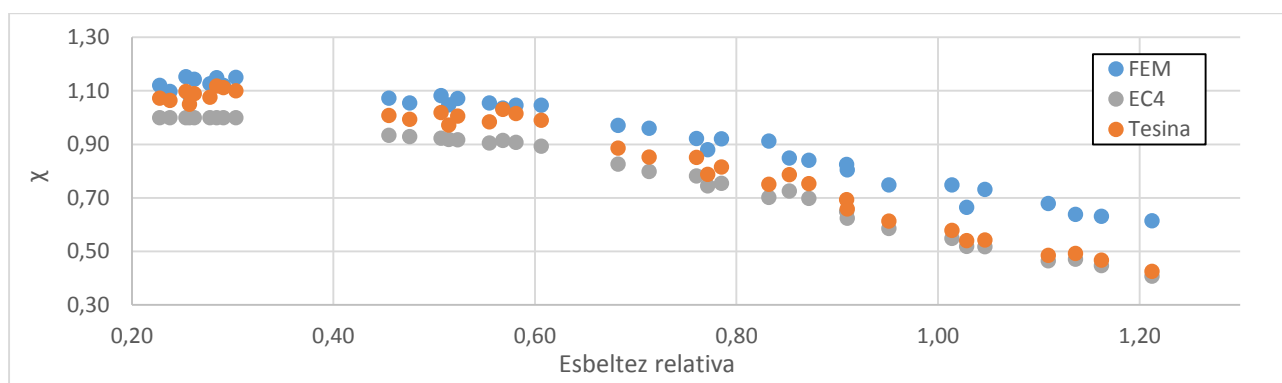


Figura 5.18 - Corrección por confinamiento del método EC4 y comparación con el modelo numérico.

La modificación del factor 0,85 a la unidad afecta en mayor medida a los casos con una esbeltez menor a 0,62. Para estos casos, los resultados son mucho más satisfactorios, pasando del 82% al 96% de precisión. Además, para ninguno de los casos se obtienen cargas últimas del lado de la inseguridad.

El análisis previo de los diagramas carga-flecha obtenidos mediante el modelo numérico, a partir de la formulación analítica y la imperfección global inicial de $L/2000$, permite observar que la formulación que recomienda el EC4 para obtener la rigidez efectiva de estos elementos está correctamente calibrada. Por lo tanto, es necesario estudiar qué parámetros tienen una mayor implicación en la obtención de la carga última para los pilares más esbeltos y si es posible calibrarlos para que los resultados obtenidos mediante el EC4 y el modelo numérico sean equivalentes.

Es necesario recordar que la verificación del modelo numérico se ha realizado para casos con esbelteces relativas menores que 0,7, mientras que los estudios realizados llegan hasta esbelteces relativas de 1,2. Por lo tanto, puede ser necesario calibrar el modelo desarrollado mediante Abaqus/CAE para pilares con una esbeltez relativa mayor. Uno de los parámetros con una implicación mayor para estos casos es la imperfección global introducida. Haciendo referencia a la bibliografía ya existente y a un estudio previo realizado en la presente tesina, se decidió utilizar una imperfección global de $L/2000$ para todos los casos. Pese a la validación inicial de este parámetro, puede ser necesario calibrar este factor por una formulación que tenga en cuenta la esbeltez relativa del elemento, así como la resistencia de la sección transversal del mismo.

Tal y como recuerda la Instrucción de Acero Estructural (2012), las diferentes curvas de pandeo, necesarias para representar el fenómeno de inestabilidad global, convergen hacia una misma curva a medida que la esbeltez relativa va haciéndose mayor (Figura 5.19). Según la bibliografía, esta curva define el coeficiente χ como la relación $1/\bar{\lambda}^2$. Dicha curva se grafica junto a las cargas últimas normalizadas obtenidas mediante el modelo numérico (Figura 5.20). De esta manera, se observa si los resultados obtenidos convergen asintóticamente.

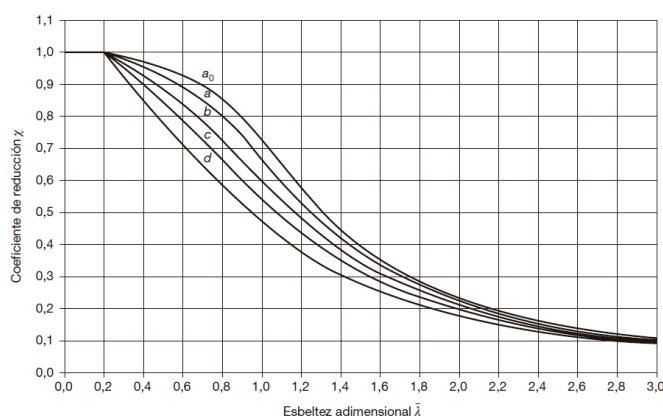


Figura 5.19 - Curvas de pandeo (EAE, 2012).

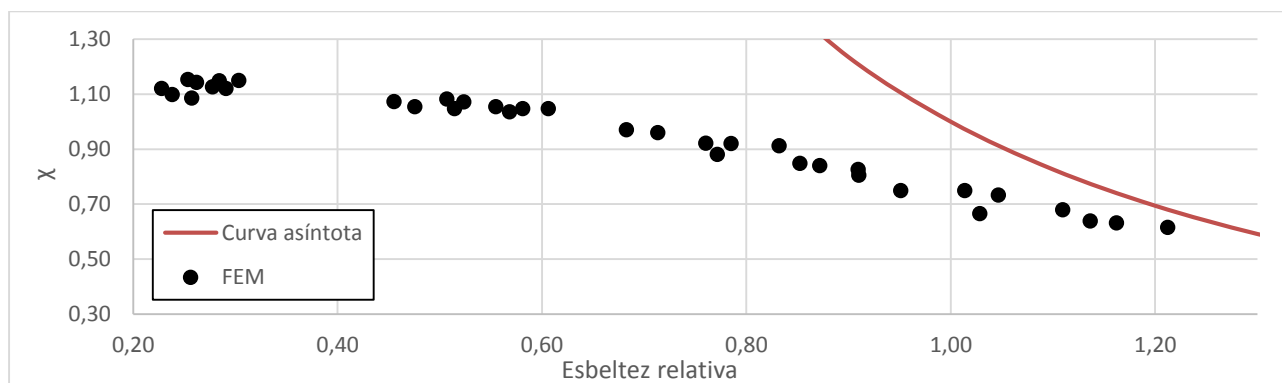


Figura 5.20 - Cargas últimas normalizadas del modelo numérico y comparación con la curva $1/\bar{\lambda}^2$.

Pese a la necesidad de estudiar casos con esbelteces relativas superiores a 1,2, se observa como la tendencia de los puntos obtenidos por el modelo numérico puede no tener un comportamiento perfectamente asintótico a la curva $1/\bar{\lambda}^2$. Este fenómeno sugiere la necesidad de calibrar la imperfección global introducida en el modelo numérico, prestando especial atención en los casos con una esbeltez relativa mayor. Para esos casos, la carga última parece sobreestimarse y es necesario introducir una imperfección global mayor. Es por ello que los casos con una longitud efectiva de 4 metros se resuelven de nuevo, modificando la imperfección

global introducida en el modelo numérico por un valor mayor, que deprecia la carga última, $L/1000$ (Figura 5.21).

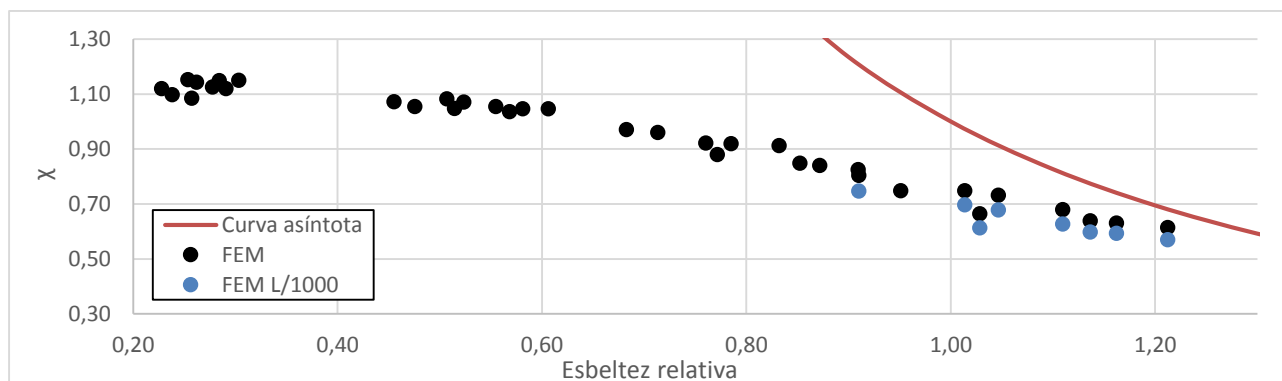


Figura 5.21 - Corrección de la imperfección global del modelo numérico y comparación con la curva $1/\bar{\lambda}^2$.

La introducción de una imperfección global mayor permite reducir la carga última obtenida por el modelo numérico. Por lo tanto, calibrando dicho parámetro, se puede conseguir un comportamiento asintótico a la curva $1/\bar{\lambda}^2$. El parámetro de la imperfección global se presenta como un coeficiente que debe penalizar los casos con esbelteces relativas mayores y que no solo debe depender de la longitud efectiva de pandeo del elemento, sino de su esbeltez relativa y características resistentes. Es necesario desarrollar una formulación analítica, parecida a la que utiliza el método EC4^b, para obtener la imperfección global que se necesita introducir en el modelo numérico de Abaqus/CAE.

5.4.2. Abolladura local

El estudio de la abolladura local tiene como objetivo verificar la limitación que establece el EC4 acerca de la falta de precisión del método simplificado para recubrimientos de hormigón bajos. Según la teoría, un espesor de hormigón de recubrimiento del perfil metálico menor que 40 mm o que un sexto del canto de la sección provoca que pueda aparecer el fenómeno de la abolladura local en la sección parcial de acero. Para analizar la validez de esta afirmación, se modifica el canto de los casos estudiados anteriormente y se elimina cualquier tipo de armadura, con el propósito de no contaminar el estudio con otros fenómenos.

La geometría de la sección se muestra en apartados anteriores, en la Figura 5.1. Las características resistentes de los materiales son elegidas a partir de los casos del comportamiento general más estudiado, los E.-20.275. Por último, las longitudes efectivas analizadas son de 1, 2, 3 y 4 metros. En la Tabla 5.6 se resumen los resultados obtenidos del estudio a partir del modelo numérico y la metodología del EC4 más precisa para los casos anteriores, la EC4^b.

Tabla 5.6 - Resultados del estudio de la abolladura local.

Caso	$\bar{\lambda}$	P_{EC4^b} (kN)	P_{FEM} (kN)	e_{FEM} (kN)	P_{FEM}/P_{EC4^b}
B.1.20.275	0,33	1210,56	1208,42	0,14	1,00
B.2.20.275	0,65	1008,94	1134,19	1,85	1,12
B.3.20.275	0,98	700,11	842,37	8,40	1,20
B.4.20.275	1,30	443,32	546,10	17,11	1,23

Los datos obtenidos de ambas metodologías, así como el caso de referencia E.-20.275, se grafican en la Figura 5.22, normalizando las cargas últimas en función de $N_{pl,Rk}$ en el eje de ordenadas y la esbeltez de los casos en abscisas.

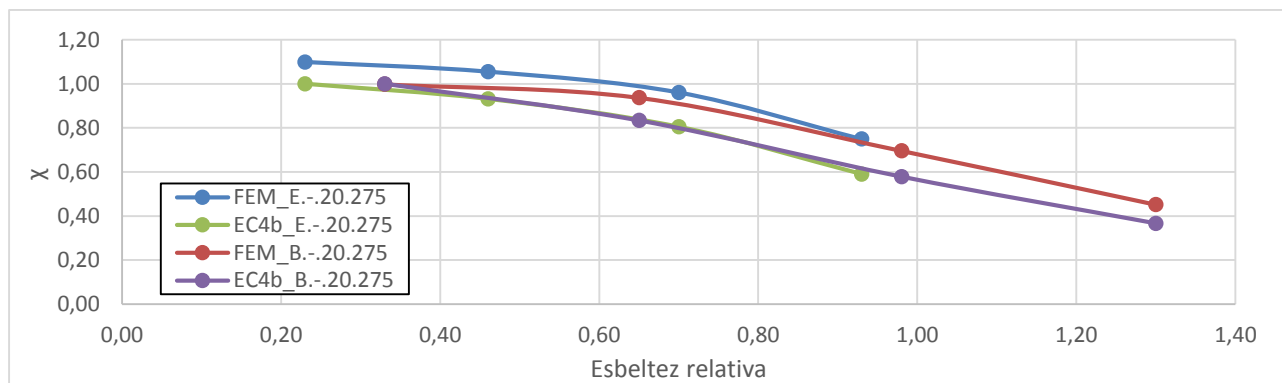


Figura 5.22 - Carga última adimensional en función de la esbeltez para el estudio de la abolladura local y el caso E.-.20.275.

De manera contraria a lo que se ha visto para los casos del comportamiento general, se observa una precisión muy buena para el caso de los pilares cortos. Este fenómeno puede deberse a la no existencia de confinamiento en este tipo de sección o al hecho de producirse abolladura local en el perfil, acercando la solución conservadora de la normativa a un resultado que parece más preciso. Para los casos sujetos al pandeo global, la normativa sigue una tendencia parecida a los casos anteriores, con errores conservadores alrededor del 20%. Es necesario recordar que el caso de referencia consta de armadura longitudinal y transversal, características que pueden contaminar los resultados y que provocan que las diferencias comparativas no se deban solamente al efecto del recubrimiento de hormigón.

Con el objetivo de observar si existe confinamiento para secciones con un recubrimiento bajo, en la Figura 5.23 se comparan dos cortes transversales, a 910 mm de uno de los apoyos, de las secciones mixtas de los casos E.1.20.275 y B.1.20.275. Se grafican las tensiones longitudinales sujetas al confinamiento, estableciendo en rojo las superiores a 20 MPa y en azul las de 28 MPa, siguiendo la misma escala que en apartados anteriores.

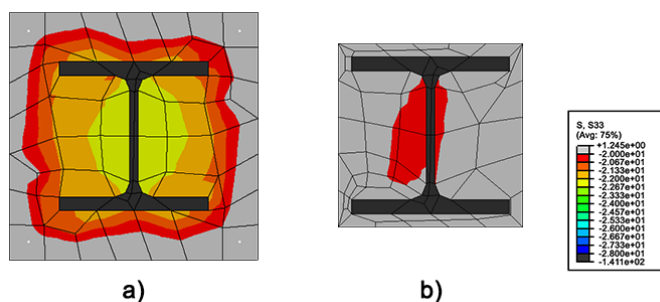


Figura 5.23 - Tensiones longitudinales S33 de compresión de 20 a 28 MPa para las secciones transversales a 910 mm de uno de los apoyos para los casos: a) E.1.20.275 y b) B.1.20.275.

El confinamiento observado es escaso, confirmando que la precisión obtenida por parte de la normativa en este caso puede deberse a la no influencia de este fenómeno. En cualquier caso, debe estudiarse en profundidad la posible aparición de la abolladura, que reduciría la capacidad resistente del perfil metálico y dotaría, como efecto secundario y fortuito, de mayor precisión al EC4 en este caso.

5.4.3. Área eficaz

La normativa del EC4 establece un área de hormigón máxima a tener en cuenta en el cálculo resistente debido a la distribución no uniforme de las tensiones en las sucesivas secciones transversales. La

limitación, expuesta en el apartado 2.4.2, permite considerar que toda el área eficaz consigue trabajar a su resistencia máxima característica en los casos de compresión simple.

El estudio actual pretende observar la precisión de dicha limitación, verificando para un caso concreto si el área eficaz propuesta es demasiado conservadora o, por el contrario, se obtienen resultados del lado de la inseguridad. Para generar los casos de estudio, se han escogido las características de los E.-20.275 y se ha aumentado el canto de la sección de 200 mm a 260 mm, de manera que la limitación del área eficaz según el método simplificado es de una sección eficaz de 192x216 mm. En la Tabla 5.7 se resumen los resultados obtenidos del estudio a partir del modelo numérico y la metodología según la norma EC4^b.

Tabla 5.7 - Resultados del estudio del área eficaz.

Caso	$\bar{\lambda}$	P_{EC4}^b (kN)	P_{FEM} (kN)	e_{FEM} (kN)	P_{FEM}/P_{EC4}^b
A.1.20.275	0,21	1582,38	2153,37	0,31	1,36
A.2.20.275	0,43	1503,16	1973,00	1,36	1,31
A.3.20.275	0,64	1344,54	1965,16	4,17	1,46
A.4.20.275	0,86	1059,41	1725,90	11,77	1,63

Los datos obtenidos de ambas metodologías, así como el caso E.-20.275, se grafican en la Figura 5.24, normalizando las cargas últimas en función de $N_{pl,Rk}$ en el eje de ordenadas y la esbeltez relativa de los casos en abscisas.

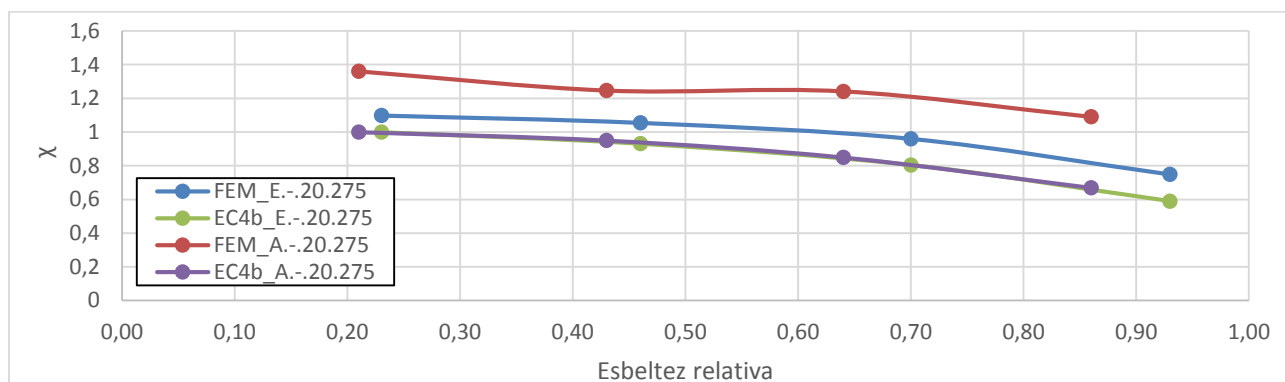


Figura 5.24 - Carga última adimensional en función de la esbeltez para el estudio del área eficaz y el caso E.-20.275.

En los pilares cortos se observa que la normativa arroja resultados demasiado conservadores, siendo la carga última obtenida mediante el modelo numérico un 36% mayor. En el estudio del comportamiento general, dicha diferencia es siempre menor del 15%. Por lo tanto, las diferencias obtenidas entre ambas metodologías puede no solo deberse al fenómeno del confinamiento sino a la depreciación del área eficaz que interviene en la capacidad resistente del elemento. Para los casos más esbeltos, la diferencia es superior al 60% del lado conservador. Esto puede indicar que intervienen dos posibles fenómenos: la estimación del lado conservador de la fisuración del hormigón según la normativa mediante el factor $K_{e,II}$ y la pérdida de rigidez excesiva provocada por la consideración de un área eficaz demasiado conservadora.

Para comprobar el posible efecto del confinamiento, se analizan las tensiones longitudinales que se desarrollan a lo largo del área de hormigón del caso A.1.20.275 y E.1.20.275 para diferentes secciones. En la Figura 5.25 se grafican las tensiones de compresión superiores a 14 MPa en rojo y las de 25 MPa en azul para las secciones, respecto a uno de los apoyos, a 900 mm y 500 mm.

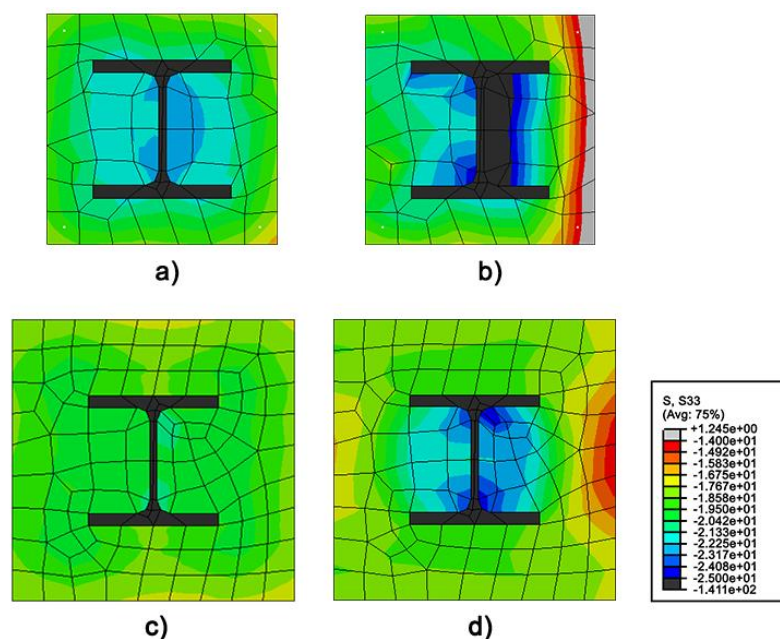


Figura 5.25 - Tensiones longitudinales S33 de compresión de 14 a 25 MPa para las secciones transversales según el caso y la distancia a uno de los apoyos: a) E.1.20.275 a 900 mm, b) E.1.20.275 a 500 mm, c) A.1.20.275 a 900 mm y d) A.1.20.275 a 500 mm.

La sección más cercana a uno de los apoyos (900 mm) del caso A.1.20.275 muestra una distribución de tensiones bastante constante a lo largo del área de hormigón, sin evidenciarse una gran necesidad por reducir el área eficaz que contribuye en la resistencia seccional ni la necesidad de considerar confinamiento. En contra de lo que sucede en el caso E.1.20.275 para la misma sección, no se generan tensiones superiores a los 20 MPa, en parte debido a la ausencia de armadura longitudinal y transversal. Por otro lado, la sección a mitad de luz del caso A.1.20.275 muestra que se produce cierto confinamiento en el hormigón que se encuentra entre las alas del perfil. Las tensiones del hormigón de los extremos se ven reducidas a valores de 15 MPa, debido al efecto de la distribución no lineal de tensiones y a la flexión producida por el pandeo instantes previos a la rotura. Igualmente, en la sección equivalente del caso E.1.20.275 se producen tensiones que evidencian un nivel de confinamiento mayor en el hormigón.

La reducción del área resistente de hormigón para ciertos casos es necesaria debido a la distribución de tensiones no lineal en este tipo de material. Por otro lado, esta limitación debería ser calibrada y estudiada para diferentes casos, ya que la solución obtenida puede ser demasiado conservadora. La aparición de confinamiento en el hormigón no es tan clara en este caso como en el general, en parte debido a la no consideración de armadura longitudinal ni transversal.

5.4.4. Armadura longitudinal

Es importante conocer el efecto que tiene sobre los parámetros estudiados la introducción de un mayor número de barras de armado. Para el presente estudio parcial, se escoge el grupo de casos E.-.20.275, que constan de 4 barras de armado, y se modifica hasta obtener 8 y 12 barras en su sección transversal. En todos los casos, se mantiene el mismo recubrimiento y se respeta una distancia igual entre barras. En la Tabla 5.8 se resumen los resultados obtenidos del estudio a partir del modelo numérico y la metodología del EC4 más precisa para los casos anteriores, la EC4^b.

Tabla 5.8 - Resultados del estudio del armado longitudinal.

Caso	$\bar{\lambda}$	P_{EC4}^b (kN)	P_{FEM} (kN)	e_{FEM} (kN)	P_{FEM}/P_{EC4}^b
L.1.20.275_8	0,23	1684,17	1853,95	0,29	1,10
L.2.20.275_8	0,46	1560,63	1777,93	1,72	1,14
L.3.20.275_8	0,70	1339,06	1616,36	5,70	1,21
L.4.20.275_8	0,93	966,00	1229,45	10,18	1,27
L.1.20.275_12	0,23	1761,18	1942,39	0,42	1,10
L.2.20.275_12	0,46	1624,02	1869,96	1,95	1,15
L.3.20.275_12	0,70	1382,21	1695,52	5,71	1,23
L.4.20.275_12	0,93	981,91	1305,06	9,99	1,33

Los datos obtenidos de ambas metodologías se grafican en la Figura 5.26, representando las cargas últimas en kN en el eje de ordenadas y la longitud en metros en abscisas. Los datos previos de los casos E.-.20.275 también forman parte del estudio, por lo que también son representados. De esta manera, en la leyenda del gráfico se establece la metodología representada (FEM y EC4^b) y el número de barras longitudinales en la sección transversal (4, 8 y 12).

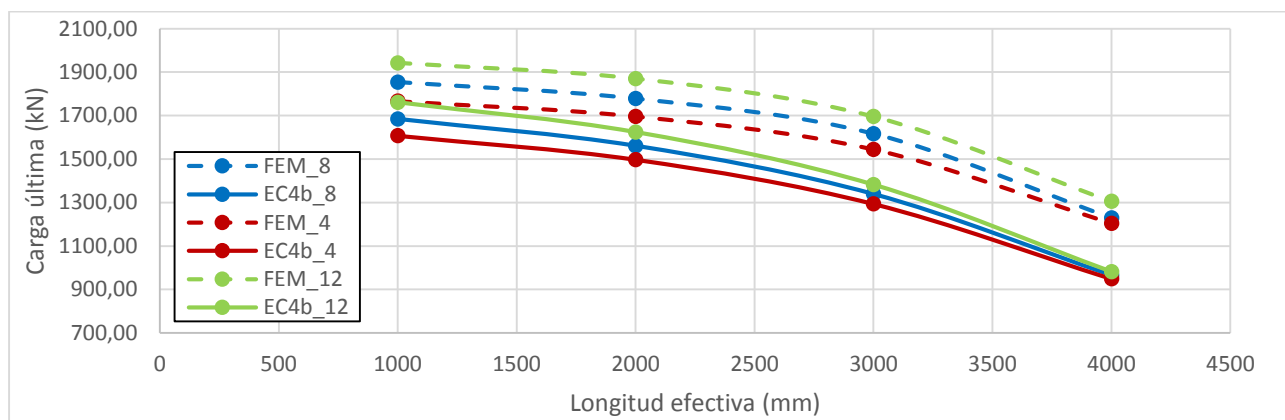


Figura 5.26 - Carga última en función de la longitud efectiva para el estudio del armado longitudinal.

La consideración del armado longitudinal tiene un efecto muy limitado para los casos cuya esbeltez es alta (elementos de 4 metros de longitud efectiva). Aun así, el modelo numérico predice un aumento de resistencia mayor que el esperado según el EC4 en el caso L.4.20.275_12. Esto puede ser debido a un aumento en la rigidez efectiva de la sección, debido a la menor fisuración del hormigón que proporciona la armadura longitudinal. En cuanto a los pilares más cortos, mediante el modelo numérico se obtiene una carga última alrededor del 10% mayor que la calculada por la norma europea EC4.

La evolución del confinamiento según el número de barras de armado se puede observar en la Figura 5.27, donde se comparan los cortes transversales, a 910 mm de uno de los apoyos, de las secciones mixtas de los casos E.1.20.275, L.1.20.275_8 y L.1.20.275_12. Se grafican las tensiones longitudinales sujetas al confinamiento, estableciendo en rojo las superiores a 20 MPa y en azul las de 28 MPa.

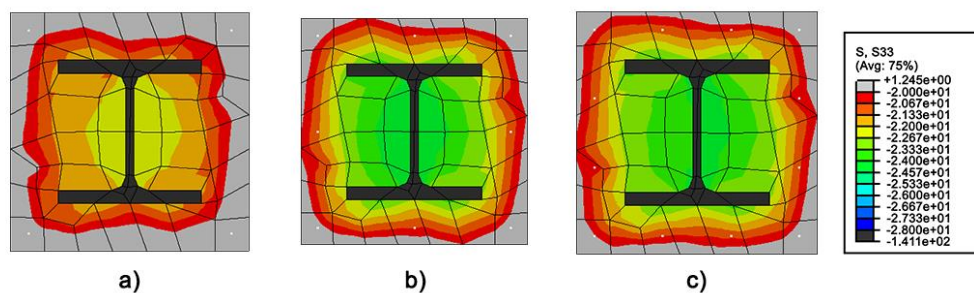


Figura 5.27 - Tensiones longitudinales S_{33} de compresión de 20 a 28 MPa para las secciones transversales a 910 mm de uno de los apoyos para los casos: a) E.1.20.275 b) L.1.20.275_8 y c) L.1.20.275_12.

Se observa ligero confinamiento mayor para los casos que cuentan con 8 y 12 barras de armadura longitudinal, llegando hasta tensiones alrededor de los 24 MPa. Por otro lado, no se observa un aumento de resistencia significativo en el hormigón entre estos dos últimos casos.

Con el objetivo de observar la influencia de la armadura longitudinal en la rigidez efectiva de los elementos, se grafican en la Figura 5.28 los diagramas carga-flecha de los casos más esbeltos: E.4.20.275 en azul, L.4.20.275_8 en rojo y L.4.20.275_12 en verde. Se representa la carga en kN en ordenadas y la flecha correspondiente en mm en abscisas.

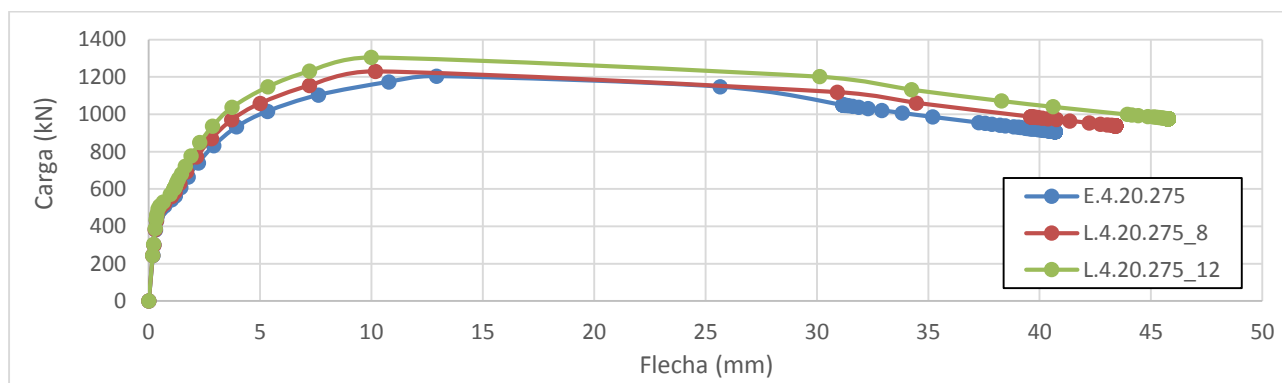


Figura 5.28 - Diagrama carga-flecha para los casos E.4.20.275, L.4.20.275_8 y L.4.20.275_12.

Además de un aumento esperado de la carga última que es capaz de soportar el elemento, un mayor número de barras de armadura longitudinal rigidiza la respuesta de la sección transversal, también como era de esperar. Se observa un aumento de la pendiente en el caso L.4.20.275_12 cuando interviene la fisuración y se pasa de una rigidez bruta a una rigidez efectiva, con el hormigón parcialmente fisurado. Por lo tanto, además de provocar un aumento de rigidez en el elemento, la armadura longitudinal tiene un efecto significativo en la aparición del fenómeno del confinamiento en el hormigón.

5.4.5. Armadura transversal

En el EC4 no se tiene en cuenta el aumento de resistencia debido a la introducción de armado transversal. Es por ello que se decide observar el efecto que tiene dicho parámetro en el fenómeno del confinamiento y la rigidez efectiva del conjunto. De la misma manera que en el estudio anterior, se establece como referencia el grupo de casos E.-.20.275, que cuenta con una distancia entre cercos de 75 mm. A partir de estos casos se generan unos con una distancia mayor entre cercos, de 190 mm, y una distancia menor, 30 mm. En la Tabla 5.9 se resumen los resultados obtenidos del estudio a partir del modelo numérico y la metodología del EC4 más precisa para los casos anteriores, la EC4^b.

Tabla 5.9 - Resultados del estudio del armado transversal.

Caso	$\bar{\lambda}$	P_{EC4^b} (kN)	P_{FEM} (kN)	e_{FEM} (kN)	P_{FEM}/P_{EC4^b}
T.1.20.275_190	0,23	1607,16	1747,24	0,39	1,09
T.2.20.275_190	0,46	1496,98	1670,34	1,95	1,12
T.3.20.275_190	0,70	1293,46	1498,05	4,79	1,16
T.4.20.275_190	0,93	948,73	1136,72	10,65	1,20
T.1.20.275_30	0,23	1607,16	1861,09	0,48	1,16
T.2.20.275_30	0,46	1496,98	1761,54	2,83	1,18
T.3.20.275_30	0,70	1293,46	1590,64	5,71	1,23
T.4.20.275_30	0,93	948,73	1269,08	15,80	1,34

Los datos obtenidos de ambas metodologías se grafican en la Figura 5.29, representando las cargas últimas en kN en el eje de ordenadas y la esbeltez relativa en abscisas. Los datos previos de los casos E.-.20.275 también forman parte del estudio, por lo que también son representados. De esta manera, en la leyenda del gráfico se establece la metodología representada (FEM y EC4^b) y la distancia entre cercos en sentido longitudinal (190, 75 y 30 mm). Puesto que la normativa no tiene en cuenta la presencia de armadura transversal, se realiza un único cálculo según la normativa.

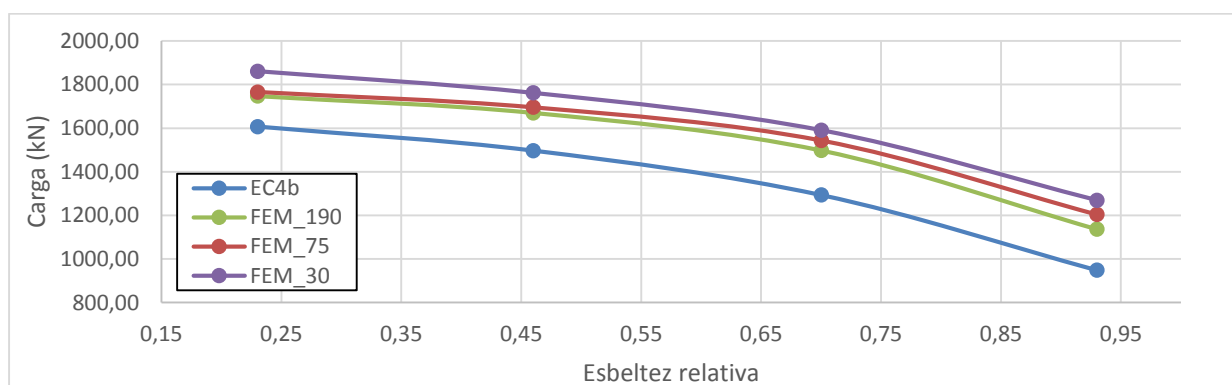


Figura 5.29 - Carga última en función de la longitud efectiva para el estudio del armado transversal.

La reducción de la distancia entre cercos es notablemente proporcional al aumento de la carga última que es capaz de soportar el elemento. El caso más notable es el T.1.20.275_30, cuya respuesta es un 16% mayor a la calculada según la normativa. Además, para los casos de una esbeltez mayor, la carga última también aumenta notablemente. Por lo tanto, la influencia del armado transversal es notable tanto para los casos con una longitud baja, influenciados por el confinamiento, como para los casos con una longitud de pandeo alta, debido al aumento de la rigidez efectiva.

En la Figura 5.30 se observa la evolución de las tensiones debidas al confinamiento a medida que se va reduciendo la distancia entre armado transversal. Se comparan los cortes transversales, a 500 mm de uno de los apoyos, de las secciones mixtas de los casos T.1.20.275_190, E.1.20.275 y T.1.20.275_30. Se grafican las tensiones longitudinales sujetas al confinamiento, estableciendo en rojo los valores superiores a 20 MPa y en azul los de 28 MPa.

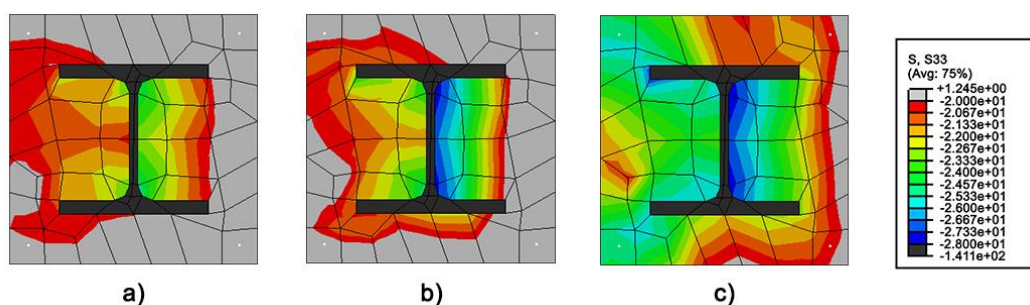


Figura 5.30 - Tensiones longitudinales S33 de compresión de 20 a 28 MPa para las secciones transversales a 500 mm de uno de los apoyos para los casos: a) T.1.20.275_190 b) E.1.20.275(_75) y c) T.1.20.275_30.

Las zonas de confinamiento se muestran ligeramente desviadas hacia la izquierda de la sección, debido a la deformada de pandeo. A medida que los cercos van reduciendo su distancia, la tensión máxima de confinamiento aumenta, de unos 24 a 28 MPa, y las zonas confinadas se expanden a toda la sección. Por lo tanto, se comprueba que la cantidad de cercos tiene una relación estrecha con la capacidad de confinamiento en el hormigón.

De la misma manera que para el caso anterior, se grafican los diagramas carga-flecha de los casos de 4 metros de longitud: E.4.20.275 en azul, T.4.20.275_190 en rojo y T.4.20.275_30 en verde. En ordenadas se representa la carga aplicada en kN y en abscisas la flecha en mm.

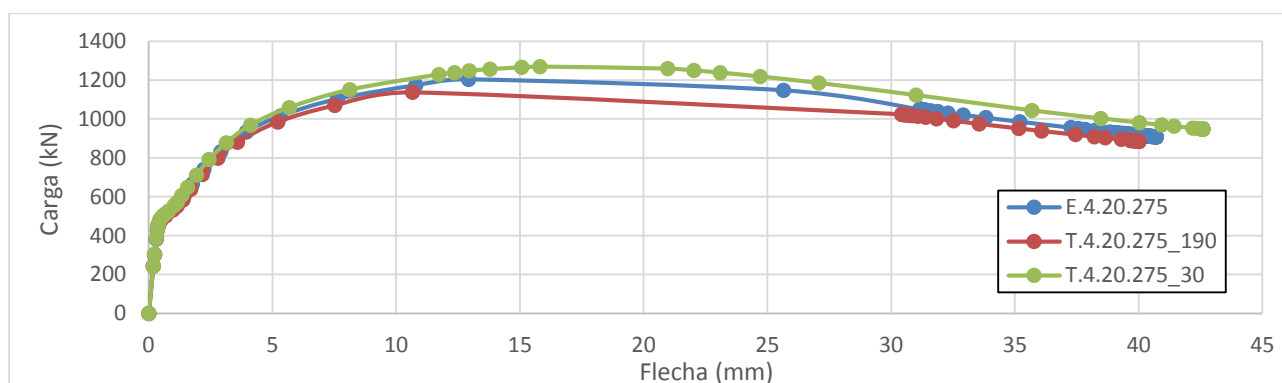


Figura 5.31 - Diagrama carga-flecha para los casos E.4.20.275, T.4.20.275_190 y T.4.20.275_30.

La respuesta de los casos después de la fisuración inicial no muestra una variación tan alta como en el estudio del armado longitudinal. Aun así, la reducción de la distancia entre cercos rigidiza el comportamiento de los pilares permitiendo, para una flecha similar, alcanzar una carga última hasta un 20% mayor.

Por lo tanto, el estudio parcial de este parámetro demuestra que la incidencia de la armadura transversal en el confinamiento del hormigón es clara. Es necesario tener en cuenta la cuantía de armadura transversal introducida en este tipo de elementos en la formulación del EC4 para obtener su carga última, sobre todo para los pilares cortos.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES

6.1. Introducción

El objetivo de este capítulo es recopilar todos los conocimientos obtenidos a partir de los casos estudiados en el Capítulo 5 y definir qué parámetros tienen un mayor impacto en la capacidad resistente de los pilares mixtos de acero embebido en hormigón. El análisis de los resultados, planteado en este capítulo, pretende unificar las conclusiones parciales obtenidas en los diferentes estudios específicos acerca de este tipo de elementos y ser una fuente de información para el conocimiento de su comportamiento estructural, la adecuación del modelo numérico en su simulación y la precisión del EC4 en los casos estudiados.

Se pretende definir qué parámetros tienen una mayor influencia en el dimensionamiento de estos elementos de manera que permitan maximizar el rendimiento y la eficiencia de los materiales implicados en su capacidad resistente. Las conclusiones que permiten alcanzar este objetivo han sido extraídas directamente de los análisis parciales realizados para los diferentes parámetros estudiados, y se dividen en dos bloques diferenciados, según su alcance: generales y específicas. Finalmente, la tesina propone futuros estudios que se prevén necesarios para completar el análisis presentado en este documento.

6.2. Conclusiones generales

El análisis de los resultados obtenidos del estudio paramétrico permite definir algunos de los fenómenos implicados en el comportamiento estructural y resistente de los pilares mixtos hormigón-acero. Además, a partir de ellos también se comenta la validez del modelo numérico desarrollado para la simulación del comportamiento real de estos elementos, así como la adecuación del método simplificado que propone el EC4 para su diseño y comprobación.

Los parámetros y casos planteados en el estudio han cumplido satisfactoriamente con su objetivo, permitiendo observar la incidencia de las variables más relevantes en el comportamiento estructural de los elementos estudiados. Se debe recordar que el alcance del estudio es parcial, obteniéndose unas conclusiones relativas a los pilares mixtos cuyas características sean similares a los casos establecidos en el Capítulo 5, basados en los estudios previos que han permitido verificar la validez del modelo numérico. Del análisis de estos parámetros se obtienen las siguientes conclusiones:

- El modelo numérico desarrollado a partir del software Abaqus/CAE se presenta como una buena herramienta para evitar, en cierta medida, la realización de numerosas campañas experimentales, desde un punto de vista económico y de rapidez en la obtención de resultados.
- La norma EC4 ofrece resultados del lado conservador en la totalidad de los casos estudiados. Algunos de ellos, con errores superiores al 15%, sustentan la necesidad de calibrar la formulación recogida por la normativa.
- La presencia del fenómeno del confinamiento en la sección parcial de hormigón es evidente para la mayoría de los casos. En primera instancia, la eliminación del factor 0,85 que representa el cansancio del hormigón parece adecuada. Esta medida ya es recogida por el EC4 para los pilares mixtos rectangulares de acero rellenos de hormigón.
- El tipo de análisis del método simplificado del EC4 que ofrece resultados más precisos es el análisis en segundo orden mediante una imperfección global obtenida de una formulación específica (Figura 3.6).
- La influencia del límite elástico del acero estructural del perfil metálico es muy poco significativa para los casos con una longitud efectiva mayor ($L_{ef} \geq 3$ metros).
- La imperfección global geométrica introducida en el modelo numérico debería ser función de la esbeltez relativa y de la resistencia de la sección transversal del elemento, siendo la aproximación de $L/2000$ imprecisa a medida que la esbeltez relativa aumenta.

6.3. Conclusiones específicas

Seguidamente, se exponen una serie de conclusiones, obtenidas a partir del análisis de los parámetros estudiados, que definen la influencia de ciertas características geométricas y resistentes propias de los pilares mixtos hormigón-acero:

- La formulación recogida por el EC4 para la obtención de la rigidez efectiva del elemento está debidamente calibrada para los casos analizados.
- El fenómeno del confinamiento se ve drásticamente reducido para los casos cuyo recubrimiento del perfil metálico es menor. La limitación del EC4 para este parámetro es necesaria, ya sea por las diferencias observadas en el confinamiento en comparación con los casos más generalistas o por la posible aparición del fenómeno de abolladura en el perfil metálico.
- El área eficaz definida según el EC4 es demasiado conservadora, obteniéndose errores del lado de la seguridad de hasta el 63%. En los casos cuyo recubrimiento del perfil metálico es superior a los 40 mm, el fenómeno del confinamiento tiene un menor impacto, aunque la reducción del área eficaz es demasiado conservadora.
- La consideración de armadura longitudinal ofrece un mayor confinamiento en el caso de pilares cortos. Para los pilares esbeltos, su efecto es muy limitado, aunque ofrece un aumento en la rigidez efectiva del elemento.
- La consideración de armadura transversal provoca una mayor presencia del fenómeno del confinamiento, siendo su aportación resistente notoria. Se concluye que es necesario implementar en la formulación del EC4 la consideración de la armadura transversal, para tener en cuenta el aumento en la capacidad resistente y en la ductilidad debido a la misma.

6.4. Futuras líneas de investigación

Pese a todos los análisis realizados a partir del estudio paramétrico, el alcance de la presente tesina es limitado. Se prevé la necesidad de realizar futuros estudios para complementar y corroborar las conclusiones obtenidas en los apartados anteriores, así como ampliar los límites de aplicación y alcance del modelo numérico propuesto. Las futuras líneas de investigación propuestas se resumen a continuación:

- Estudiar el alcance de aplicación y la precisión del modelo numérico desarrollado mediante el software Abaqus/CAE para diferentes geometrías y capacidades resistentes.
- Verificar la validez de la imperfección global geométrica de $L/2000$ introducida en el modelo, pudiendo ser necesaria la realización de una formulación específica para obtener dicha imperfección en función de la esbeltez y las características resistentes de la sección transversal.
- Calibrar el aumento de resistencia seccional de los pilares cortos por el fenómeno del confinamiento. Puede ser interesante la confección de una formulación específica, similar a la ya implantada para los pilares circulares de acero rellenos de hormigón, que determine el grado de confinamiento del hormigón en función de la geometría de la sección transversal, la resistencia de los materiales y la cuantía de armadura transversal.
- De manera más general, extender el presente estudio al caso de pilares mixtos sometidos a flexocompresión esviada.

CAPÍTULO 7

REFERENCIAS

- Abaqus/CAE, (2010). Simulia© Dassault Systèmes.
- Anslijn, R., Janss, J., (1974). Le calcul de charges ultimes des colonnes métalliques enrobées de béton. C.R.I.F. Report MT89, Brussels.
- Burr, W.H., (1908). The reinforced concrete work of the McGraw Building. Transactions, ASCE, vol. 60, pp.443-457.
- Burr, W.H., (1912). Composite Columns of Concrete and Steel. Minutes of the Proceedings, ICE, vol. 188, London, pp.114-126.
- CEB, (1996). RC Elements under cyclic loading. Comité Euro-International Du Béton (CEB), Thomas Telford.
- Chen, C.C., Yeh, S.C., (1996). Ultimate strength of concrete encased steel composite columns. In: Proceedings of the third national conference on structural engineering. 1996, pp.2197-206.
- Chen, C.C., Weng, C.C., Lin, I.M., Li, J.M., (1999). Seismic behavior and strength of concrete encased steel stub columns and beam-columns. Report nº. MOIS 881012-1. Architecture and Building Research Institute; 1999.
- Chen, C.C., Lin, N.J., (2006). Analytical model for predicting axial capacity and behavior of concrete encased steel composite stub columns. Journal of Constructional Steel Research 2006;62:424-33.
- DIN 1045, (1943). A. Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton. 4. Ausg. 1943. Berlin: Beuth.
- DIN 1050, (1954). Genietete und geschraubte Stahlbauten außer Eisenbahn und Straßenbrücken, Berechnung und bauliche Durchbildung. Stahlbau, vol. 23, pp.273-278.
- EC2, (2004). Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. London, UK: British Standards Institution; 2004. BS EN 1992-1-1.
- EC3, (2005). Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. London, UK: British Standards Institution; 2005. BS EN 1993-1-1.
- EC4, (2004). Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. London, UK: British Standards Institution; 2004. BS EN 1994-1-1.

- Ellobody, E., Young, B., (2006). Nonlinear analysis of concrete-filled steel SHS and RHS columns. *Thin-walled Structures* 2006;44(8):919-30.
- Ellobody, E., Young, B., (2010a). Numerical simulation of concrete encased steel composite columns. *Journal of Constructional Steel Research* 2011;67:211-222.
- Ellobody, E., Young, B., Lam, D., (2010b). Eccentrically loaded concrete encased steel composite columns. *Journal of Constructional Steel Research* 2011;49:53-65.
- Emperger, F., (1911). Hohle Gußeisensäule mit einem Mantel aus umschnürtem Beton. German Reich Patent no. 291068.
- Emperger, F., (1913). Weitere Versuche mit umschnürten Gußeisen. *Beton und Eisen*, vol. 12, pp.30-37; 137-139; 365-367.
- Furlong, R.W., (1967). Strength of steel encased concrete beam-columns. *Journal of the Structural Division, Proc. American Society of Civil Engineers* 1967;93(ST5):115-30.
- Furlong, R.W., (1968). Design of steel-encased concrete beam-columns. *Journal of Structural Division, ASCE* 1968;94(1):267-81.
- García, A., Morán, F., Arrojo, J.C., (2009). Jiménez Montoya. Hormigón armado. Editorial Gustavo Gili, Barcelona.
- Ge, H., Usami, T., (1992). Strength of concrete-filled thin walled steel box columns: experiment. *Journal of Structural Engineering, ASCE* 1992;118(11):3036-54.
- Ghosh, R.S., (1977). Strengthening of slender hollow steel columns by filling with concrete. *Canadian Journal of Civil Engineering* 1977;4(2):127-33.
- Hunaiti, Y.M., Fattah, B.A. (1994). Design considerations of partially encased composite column. *Proc. Institution of Civil Engineers, Structures & Buildings* 1994;106(Feb.):75-82.
- Instrucción de Acero Estructural, EAE, (2012). Ministerio de Fomento, Madrid.
- Itani, A.M., (1996). Future use of composite steel-concrete columns in highway bridges. *Engineering Journal, AISC* 1996;3rd quarter:110-5.
- Jankowiak, T., Lodygowski, T., (2005). Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. Publishing House of Poznan University of Technology, Poznan 2005 ISSN 1642-9303.
- Kato, B., (1996). Column curves of steel-concrete composite members. *Journal of Constructional Steel Research* 1996;39(2):121-35.
- Kitada, T., (1998). Ultimate strength and ductility of state of art on concrete-filled steel bridges piers in Japan. *Engineering Structures* 1998;20(4-6):347-54.
- Kmiecik, P., Kaminski, M., (2011). Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives of Civil and Mechanical Engineering* 2011, vol. 11, pp.624-633.
- Klöppel, K., (1935). Berechnungsvorschlag für Stahlstützen mit Betonkern auf Grund von Versuchsergebnissen. *Zentralblatt der Bauverwaltung*, vol. 55, pp.536-540.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R., (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering* 1988;114(8):1804-26.

- Matsui, C., (1979). Study on elasto-plastic behavior of concrete-encased columns subjected to eccentric axial thrust. Annual Assembly of Architectural Institute of Japan, pp. 1627-8.
- Mirambell, E., (2013). Análisis lineal y no lineal [Material de clase]. Análisis no lineal de estructuras de acero, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.
- Mirza, S.A., Skrabek, B.W., (1991). Reliability of short composite beam-column strength interaction. Journal of Structural Engineering, ASCE 1991;117(8):2320-39.
- Mirza, S.A., Skrabek, B.W., (1992). Statistical analysis of slender composite beam-column strength. Journal of Structural Engineering, ASCE 1992;118(5):1312-31.
- Morino, S., Matsui, C., Watnabe, H., (1984). Strength of biaxially loaded SRC column. In: Roeder CW, editor. Composite and mixed construction, New York: ASCE; 1984:185-94.
- Muñoz, P.R., Thomas Hsu, C.T., (1997a). Behaviour of biaxially loaded concrete-encased composite columns. Journal of Structural Engineering 1997;123(9):1163-71.
- Muñoz, P.R., Thomas Hsu, C.T., (1997b). Biaxially loaded concrete-encased composite columns: Design equation. Journal of Structural Engineering 1997;123(12):1576-85.
- Neogi, P.K., Sen, H.K., Chapman, J.C., (1969). Concrete-filled tubular steel columns under eccentric loading. The Structural Engineer 1969;47(5):187-95.
- Nielsen, M.P., Hoang, L.C., (1998). Limit analysis and concrete plasticity. CRC Press, pp.27.
- Prion, H.G.L., Boehme, J., (1989). Beam-column behavior of steel tubes filled with high-strength concrete. In: Fourth International Colloquium, SSRC, New York, 1989;67(19):346-53.
- Roik, K., Bergmann, R., Bode, H., Wagenknecht, G., (1975). Tragfähigkeit von ausbetonierten Hohlprofilstützen aus Baustahl. Techn.-wissenschaftl. Mitteilungen, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Heft 75-4.
- Roik, K., Bergmann, R., Bode, H., Wagenknecht, G., (1976). Tragfähigkeit von einbetonierten Stahlstützen. Techn.-wissenschaftl. Mitteilungen, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Heft 76-4.
- Shakir-Khalil, H., Zeghiche, J., (1989). Experimental behavior of concrete-filled rolled rectangular hollow-section columns. The Structural Engineer 1989;67(19):346-53.
- Shakir-Khalil, H., Mouli, M., (1990). Further tests on concrete-filled rectangular hollow section columns. The Structural Engineer 1990;68(20):405-13.
- Shakir-Khalil H., Al-Rawdan, A., (1994). In: Buckner D, Shahrooz BM, editors. Composite construction in steel and concrete 3, New York: ASCE; 1994:222-35.
- Shanmugam, N.E., Lakshmi, B., (2001). State of the art report on steel-concrete composite columns. Journal of Constructional Steel Research 2001;57:1041-1080.
- Sheikh, S.A., Uzumeri, S.M., (1982). Analytical model for concrete confinement in tied columns. Journal of Structural Division, ASCE 1982;108(12):2703-22.
- SSRC Task Group 20. A specification for the design of steel-concrete composite columns. AISC Engineering Journal 1979;(Fourth Quarter):101-15.

- Swain, F.W., Holmes, A.F., (1915). An Investigation of the Strength and Elastic Properties of Concrete-filled Pipe Columns. Proceedings, vol. 15, Part II, ASTM, pp.230-244.
- Talbot, A.N., Lord, A.R., (1912). Test of Columns: An Investigation of the Value of Concrete as Reinforcement for Structural Steel Columns. University of Illinois, Engineering Experiments Station Bulletin, No. 56.
- Tsai, K.C., Lien, Y., Chen C.C., (1996). Behaviour of axially loaded steel reinforced concrete columns. Journal of the Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering 1996;8(4):535-45.
- Uy, B., Patil, S.B., (1996). Concrete-filled high strength steel box columns for tall buildings: behavior and design. The Structural Design of Tall Buildings 1996;5:75-93.
- Viest, I.M., Colaco, J.P. Furlong, R.W. et al., (1997). Composite Construction. Design for Buildings. New York: McGraw-Hill and ASCE.